

# ARMIERTER BETON.

1913. MAI.

## INHALT:

Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). (Fortsetzung von S. 160.) S. 179.  
Zur Theorie der allseitig aufliegenden Platte. Von Dipl.-Ing. R. Preuß (Beuthen O.-S.). S. 191.  
Neue Eisenbetonhochbauten. Besprochen von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin - Wilmersdorf). (Schluß von S. 164.) S. 194.  
Ein weiterer Beitrag zum Thema „Über Zement-Kalkmörtel bei Talsperrenbauten“. Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach a. Rhein). S. 198.

Runderlaß, betreffend die Verwendung von Eisenportlandzement zu Eisenbetonbauten des Hochbaues. S. 202.  
Neue Vorschriften des Kgl. Polizeipräsidiums in Berlin. S. 202.  
Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 203.  
Wirtschaftliche Rundschau. S. 212.  
Zuschriften an die Schriftleitung. S. 216.  
Bücherbesprechungen. S. 217. — Mitteilungen über Patente. S. 218. — Neue Bücher. S. 218.

## DIE FESTHALLE IN BRESLAU.

Von

Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinspektor in Breslau,  
und Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.

(Fortsetzung von S. 160.)

### IV. Windrahmen.

(Nach der Berechnung von Dyckerhoff u. Widmann).

Die vier Pfosten über den Eckpfeilern sind, wie bereits eingangs erwähnt, zu einem steifen Rahmen, dem sogen. Windrahmen, zusammengefaßt, dessen Mittelpfosten eingespannt, dessen Außenpfosten gelenkig auf den Hauptbögen gelagert sind. Dieser Rahmen wird beansprucht durch die Kuppelasten, den Winddruck und das Rahmeneigengewicht. Die geringe Krümmung im Grundrisse ist nicht in Rechnung gesetzt worden, der Rahmen vielmehr als ebenes Gebilde berechnet worden. Das im allgemeinen 7fach statisch unbestimmte System wird bei einer im Riegel angreifenden wagerechten Kraft nur noch 3fach unbestimmt, für die Einwirkung des Eigengewichtes sind gewisse vereinfachende Annahmen gemacht worden.

#### 1. Einwirkung des Winddruckes.

Als Hauptsystem wurde nicht ein statisch bestimmtes System gewählt, sondern der mittlere Rahmen unter Annahme gelenkiger Lagerung, also ein Zweigelenkbogen. Dessen Bogenkraft  $X$  läßt sich dann ausdrücken als Funktion der Kraft  $W$  und der 3 statisch unbestimmten Größen  $Z_1$ ,  $Z_2$ ,  $Z_3$ . Zur Ermittlung der Stützenwiderstände werden die Einwirkungen der Kräfte auf das Grundsystem getrennt untersucht, und zwar 1. Winddruck, 2. die zwei Kräfte  $Z_1$  links und

rechts, 3. das Kräftepaar aus den beiden  $Z_2$ , 4. desgl. die beiden Momente  $Z_3$ . Die Stützenwiderstände sind folgende (s. Fig. 25):

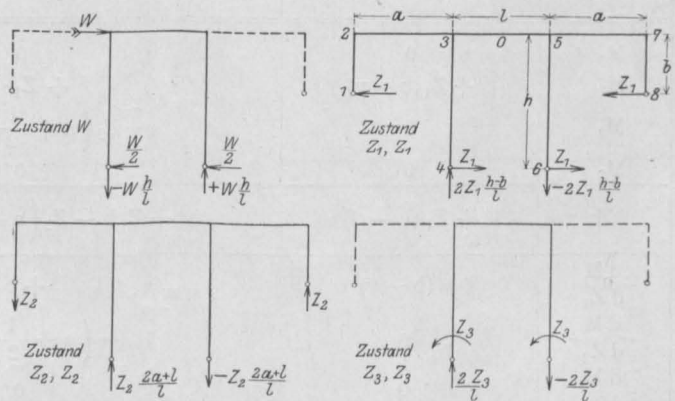


Fig. 25.

	$H_a$	$H_b$	A	B
W	$\frac{W}{2}$	$\frac{W}{2}$	$-W \frac{h}{l}$	$+W \frac{h}{l}$
$Z_1, Z_1$	$Z_1$	$Z_1$	$2Z_1 \frac{h-b}{l}$	$-2Z_1 \frac{h-b}{l}$
$Z_2, Z_2$	—	—	$Z_2 \frac{2a+l}{l}$	$-Z_2 \frac{2a+l}{l}$
$Z_3, Z_3$	—	—	$\frac{2Z_3}{l}$	$-2Z_3$

Durch Übereinanderlegen der 4 Belastungsfälle erhält man die auf das Grundsystem wirkenden Kräfte (Fig. 26). Die 3 statisch unbestimmten Größen  $Z$  werden mittels der Arbeitsgleichung unter Voraussetzung starrer Stützpunkte berechnet. Hierzu dienen unter Einführung gleichen Trägheitsmomentes und gleichen Elastizitätsmaßes die drei Gleichungen

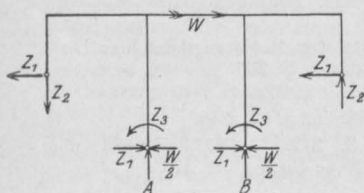


Fig. 26.

$$\int M \frac{dM}{dZ_1} ds = 0,$$

$$\int M \frac{dM}{dZ_2} ds = 0,$$

$$\int M \frac{dM}{dZ_3} ds = 0.$$

Es werden in Form einer Übersicht für jeden Stab getrennt angeschrieben  $M_0$  = Moment infolge  $W$ ,  $M_1$  infolge  $Z_1$ ,  $M_2$  infolge  $Z_2$ ,  $M_3$  infolge  $Z_3$ , ferner  $\frac{dM}{dZ}$  und  $M \frac{dM}{dZ}$  je für  $Z_1$ ,  $Z_2$  und  $Z_3$ .

In folgender Übersicht sind als Beispiel nur die Stäbe 1/2 und 2/3 aufgeführt, die umständlicheren Werte für 3/4 und vor allem 3/0 sind fortgelassen.

Stab	1/2	2/3	usw.
$M_0$	0	0	
$M_1$	$+Z_1(b-y)$	$+Z_1 \cdot b$	
$M_2$	0	$-Z_2\left(a + \frac{1}{2} - x\right)$	
$M_3$	0	0	
$M$	$+Z_1(b-y)$	$+Z_1 b - Z_2\left(a + \frac{1}{2} - x\right)$	
$\frac{dM}{dZ_1}$	$+(b-y)$	$+b$	
$\frac{dM}{dZ_2}$	0	$-\left(a + \frac{1}{2} - x\right)$	
$\frac{dM}{dZ_3}$	0	0	
$M \frac{dM}{dZ_1}$	$+Z_1(b-y)^2$	$Z_1 b^2 - Z_2 b\left(a + \frac{1}{2} - x\right)$	
$M \frac{dM}{dZ_2}$	0	$Z_2\left(a + \frac{1}{2} - x\right)^2 - Z_1 b\left(a + \frac{1}{2} - x\right)$	
$M \frac{dM}{dZ_3}$	0	0	

Es genügt, die Momente für eine Rahmehälfte zu berechnen, da wegen der Symmetrie die Momente beider Hälften einander gleich sind, jedoch das entgegengesetzte Vorzeichen besitzen. Die Integrale einer jeden Hälfte müssen also Null werden. Die drei Arbeitsgleichungen sind in der Weise zusammenzustellen, daß die Werte

$$\int M \frac{dM}{dZ_1} \cdot ds$$

für alle Stäbe zusammengeschrieben und Null gesetzt werden, desgleichen die Werte für  $Z_2$  und  $Z_3$  je für sich. Die Integration hat sich für Stab 1/2 von 0 bis  $b$ , Stab 2/3 0 bis  $a$ , Stab 3/4 von 0 bis  $h$ , Stab 4/0 von 0 bis  $\frac{l}{2}$  zu erstrecken. Man erhält

$$\int M \frac{dM}{dZ_1} = Z_1 \left[ \frac{b^3 + h^3}{3} + b^2 a + \frac{(h-b)^2 l}{6} \right] - Z_2 \left[ \frac{b a^2}{2} + \frac{b a l}{2} - \frac{a(h-b)l}{6} \right] + Z_3 \left[ \frac{h^2}{2} + \frac{(h-b)l}{6} \right] - W \left[ \frac{h^3}{6} + \frac{h(h-b)l}{12} \right] = 0 \dots (1)$$

$$\int M \frac{dM}{dZ_2} = -Z_1 \left[ \frac{b a^2}{2} + \frac{b a l}{2} - \frac{a(h-b)l}{6} \right] + Z_2 \left[ \frac{2 a^3 l}{3} + \frac{a l^2}{4} + \frac{a^3}{3} \right] + Z_3 \left[ \frac{a l}{6} \right] - W \left[ \frac{a h l}{12} \right] = 0 \dots (2)$$

$$\int M \frac{dM}{dZ_3} = Z_1 \left[ \frac{h^2}{2} + \frac{(h-b)l}{6} \right] + Z_2 \left[ \frac{a l}{6} \right] + Z_3 \left[ h + \frac{l}{6} \right] - W \left[ \frac{h^2}{4} + \frac{h l}{12} \right] = 0 \dots (3)$$

Als Probe der Richtigkeit gilt, daß die Beiwerte  $A_{12}$  und  $A_{21}$  usw. einander gleich sind.

Nach Einsetzen der Stablängen erhält man

- 1)  $392,953 Z_1 - 133,368 Z_2 + 46,056 Z_3 - 146,502 W = 0$ ,
- 2)  $-133,368 Z_1 + 355,302 Z_2 + 7,205 Z_3 - 32,423 W = 0$ ,
- 3)  $46,056 Z_1 + 7,205 Z_2 + 10,096 Z_3 - 25,181 W = 0$ .

Man erhält

$$\begin{aligned} Z_1 &= 0,370 W \text{ in t,} \\ Z_2 &= 0,217 W \text{ in t,} \\ Z_3 &= 0,650 W \text{ in mt,} \end{aligned}$$

und mit  $W = 55,85 \text{ t}$   
Winddruck für eine Kuppelhälfte

$$\begin{aligned} Z_1 &= 20,85 \text{ t,} \\ Z_2 &= 12,30 \text{ t,} \\ Z_3 &= 35,50 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Aus diesen Werten lassen sich alle Momente und Auflagerkräfte ermitteln, sie sind in Fig. 27 eingetragen.

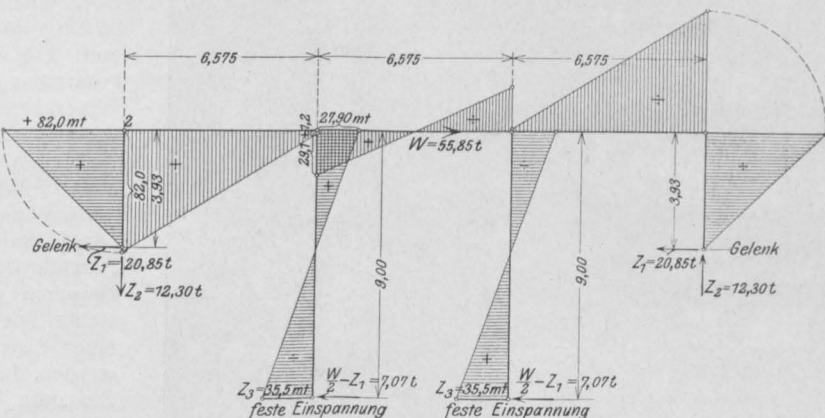


Fig. 27.

## 2. Einwirkung des Eigengewichtes.

Der Riegel wird mit 4,7 t/m Eigengewicht belastet. Wenn man, was angängig ist, die Einspannung des Riegels an den Mittelstützen vernachlässigt, so wird der Rahmen ein Zweigelenkrahmen mit beweglicher Lagerung auf 2 Mittelstützen. Mit genügender Annäherung kann man das System unter Aufklappen der Endpfosten als durchgehenden Balken auf 6 Stützen auffassen, der in den drei mittleren Öffnungen belastet ist. Man erhält dann die in Fig. 28 gezeichneten Eigengewichtsmomente.

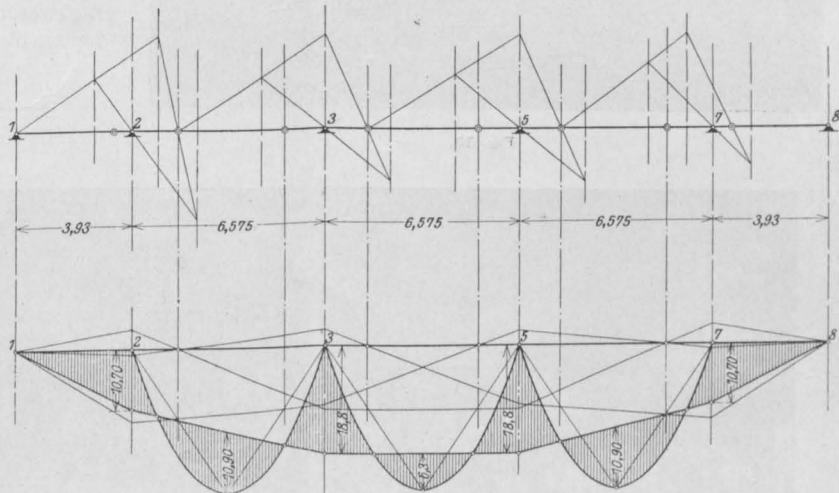


Fig. 28

## 3. Zusammenfassung.

Die Summe der Momente aus Winddruck und Eigengewicht ist in Fig. 29 dargestellt, die Pfosten erhalten außerdem noch die Kuppellasten in Höhe von 200 t. Unter Vernachlässigung der Eisen

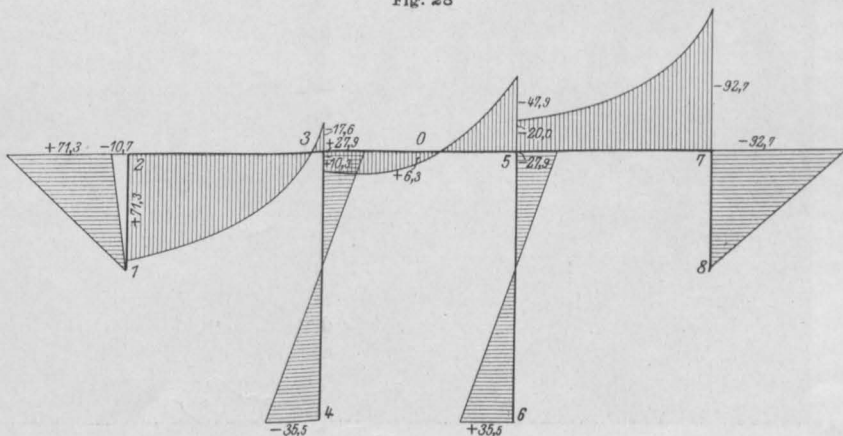


Fig. 29.

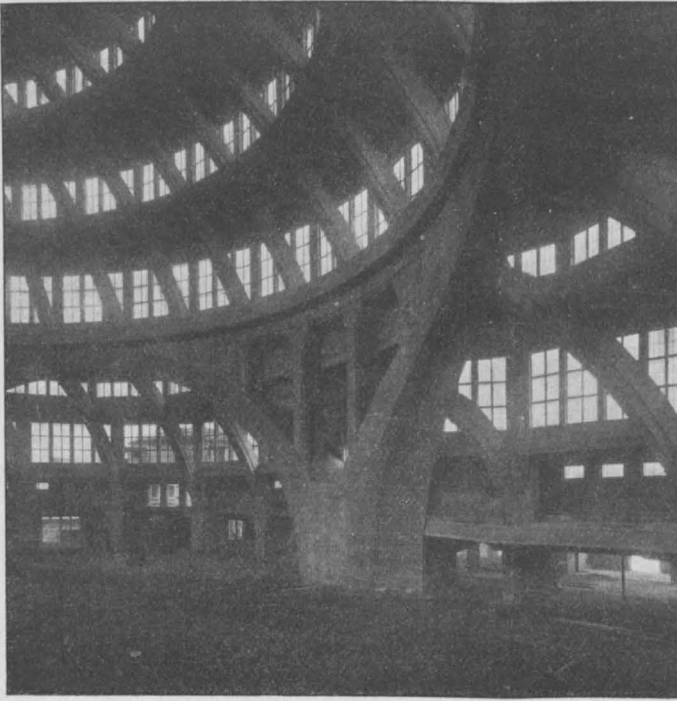


Fig. 30.

sehen. Auch die Mittelpfosten sind, wiewohl sie infolge der großen Kuppellasten nur Druck erhalten, kräftig bewehrt worden, besondere Beachtung wurde einer guten Ausbildung der Rahmenecken gewidmet. Fig. 30 gibt die doppelt gekrümmten Hauptbogen und den Windrahmen über dem Eckpfeiler wieder. Die Pfosten haben Aussparungen für die Heizkanäle erhalten. Wie der Rahmen architektonisch ausgestaltet werden soll, hängt im wesentlichen von der Akustik der Halle ab. Die Felder zwischen den Pfosten sollen entweder mit Stoff bespannt oder mit einer Eisenbetonwand geschlossen werden. In dem jetzigen unfertigen Zustande kommt gut die statische Wirkung der einzelnen Teile zur Geltung, die auch bei etwas zurücktretender Wandfüllung noch erhalten bleiben würde.

#### V. Kuppel.

Die Kuppel ist, wie eingangs bereits kurz erwähnt, eine Rippen-

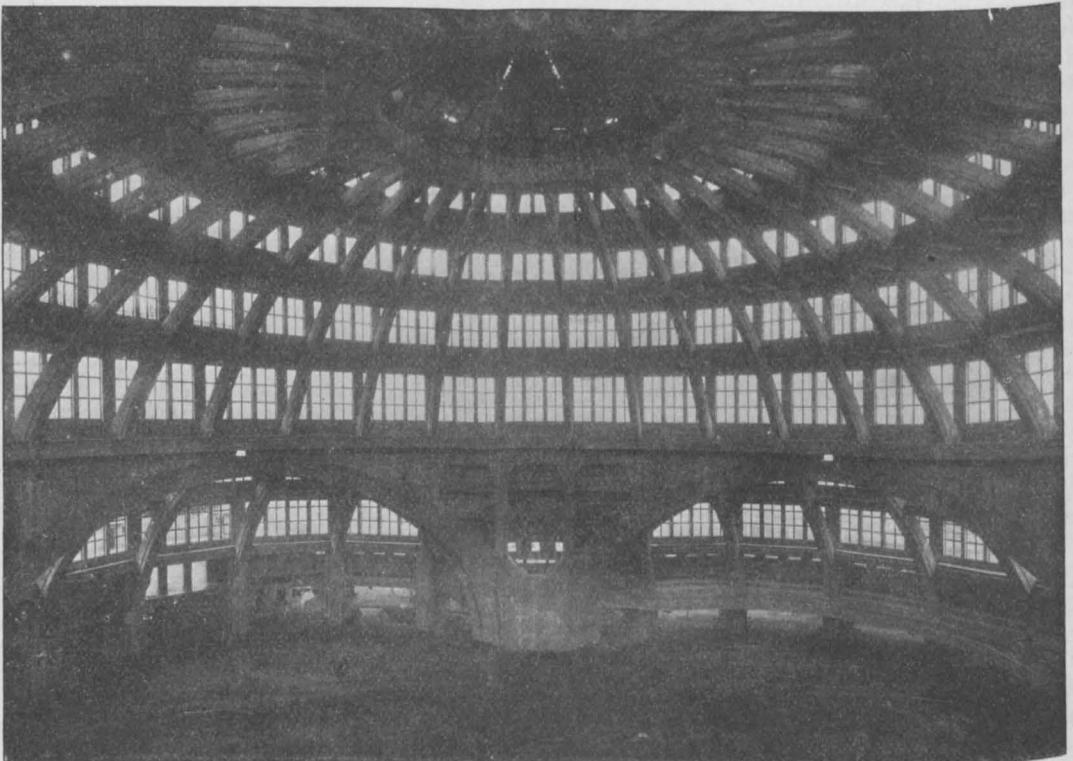


Fig. 31.



kuppel. Sie besteht aus 32 halben Bindern, die sich unten gegen einen Zugring von 65,0 m lichter Weite, oben gegen einen Druckring von 14,4 m l. W. stützen, die Pfeilhöhe beträgt 16,1 m. Der Druckring wird durch eine 5,75 m hohe Laterne aus 4 sich kreuzenden Bindern ausgesteift, während die Kuppelbinder durch drei an die Ringdecken anschließende, auf Vorschlag der Firma tief in den Binder herabgezogene, Versteifungsrippen gegen seitliches Ausknicken gesichert werden

### 1. Allgemeine Wirkung des Tragwerkes.

Das Kuppeltragwerk stellt trotz seiner einfachen Form bereits für gleichmäßig verteilte senkrechte Lasten infolge mehrfacher Unbestimmtheit ein verhältnismäßig schwieriges Gebilde dar. Der untere Zugring bietet zwar infolge der im Verhältnis zum Kuppeldurchmesser geringen Querschnittsabmessungen und infolge der beweglichen

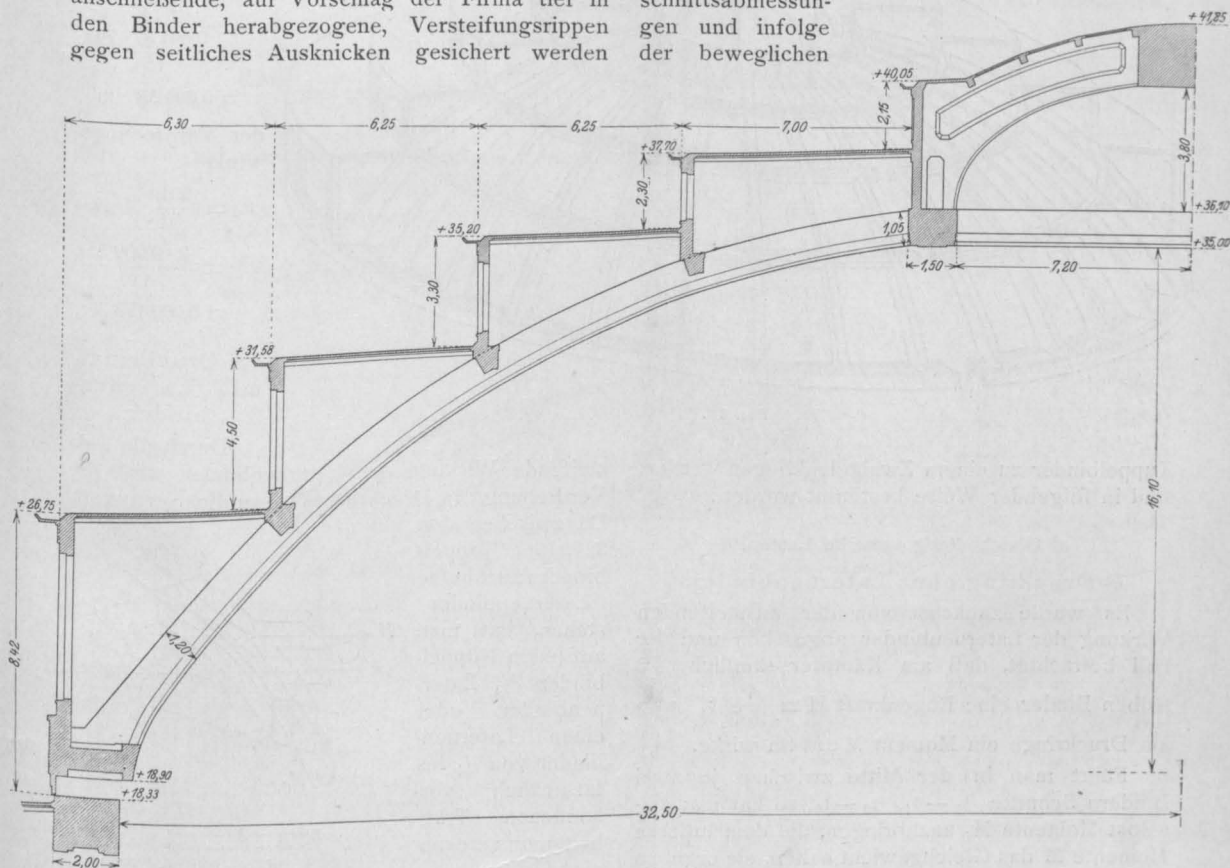


Fig. 32.

(s. Fig. 2 u. 3 in Heft 2 und Fig. 32 u. 33). Unter den Kämpfern jedes Binders ist ein Stelzenlager mit Kippvorrichtung angeordnet.

Da die Strebenbinder aus konstruktiven Gründen ziemlich hoch an dem Hauptbogen ansetzen und da ihre oberen Kämpferkräfte infolgedessen nicht die Bogenachse treffen, würden beträchtliche Torsionsmomente im Hauptbogen hierdurch auftreten. Um diesen entgegenzuwirken, ruhen die Kuppellager 0,18 m außerhalb der Mittellinie der Hauptbogen, so daß der Auflagerdruck mit der Kämpferkraft eine die Bogenachse treffende Resultante bildet (s. Fig. 22).

Die Kuppel besitzt somit 67,36 m Stützweite und ist mit diesen Abmessungen zurzeit bei weitem die größte Eisenbetonkuppel der Welt.

Lagerung des Zugringes einem Verdrehen der Kuppelbinder am Kämpfer einen nur geringen Widerstand, der vernachlässigt werden kann. Von den die Kuppelbinder aussteifenden Versteifungsrippen samt Ringdecken sind nur die untersten beiden berücksichtigt worden, da der Einfluß der oberen beiden erheblich zurücktritt. Im Gegensatz zu dem Zugringe mußte dagegen der Widerstand des Druckringes gegen Verdrehung berücksichtigt werden, um so mehr, als dieser durch die sehr kräftigen Laternenbinder wirksam ausgesteift wird.

Der Druckring samt Laternenbindern ist nun durch ein wagerechtes Stück Kuppelbinder ersetzt gedacht, dessen Trägheitsmoment so groß ist, daß die Verbiegung dieses Binderstückes bei verschiedenen äußeren Kräften der Verdrehung des

Druckringes samt Laternenbindern gleich ist. Die Abmessungen dieses gedachten Ersatzstückes, durch das je zwei gegenüberliegende halbe

Die Verlängerung der mittleren Faser ist

$$d_1 = \frac{\sigma_0 l}{E} = \frac{1,68 \cdot 156}{140\,000} = 0,001\,87\text{ cm},$$

die radiale Verschiebung

$$d_r = d_1 \frac{r}{l} = \frac{0,001\,87 \cdot 795}{156}$$

$$= 0,009\,55\text{ cm},$$

der Verdrehungswinkel

$$\vartheta_d = \frac{2\,dr}{d} = \frac{2 \cdot 0,009\,55}{110} = 0,000\,173.$$

β) Druckring mit Laternenbindern.

Durch die aus-

steifende Wirkung der Laternenbinder wird die Verdrehung des Druckringes wesentlich verringert.

Da zwischen den 32 halben Kuppelbindern nur 8 halbe

Laternenbinder stehen, hat man auf jeden Kuppelbinder  $\frac{1}{4}$  Laternenbinder oder einen Laternenbinder von  $\frac{1}{4}$  des tatsächlich vorhandenen Trägheitsmomentes zu rechnen.

Untersuchung des Laternenbinders allein.

Es werde zunächst von der Verdrehbarkeit des Druckringes, also der Widerlager für die Laternenbinder, abgesehen, d. h. es werden zunächst starre Widerlager angenommen. Der Laternenbinder ist also dreifach statisch unbestimmt.

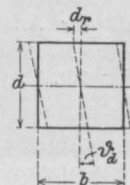
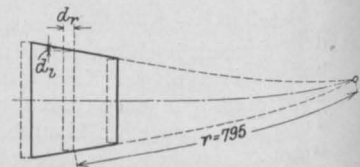
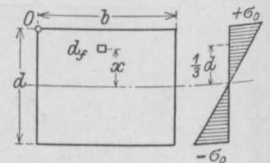
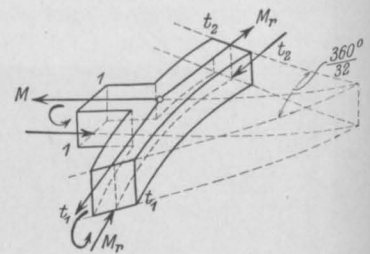


Fig. 34.

Fig. 33.

Kuppelbinder zu einem Zweigelenkbogen werden, sind in folgender Weise bestimmt worden:

a) Gleichmässig verteilte Lasten.

α) Druckring ohne Laternenbinder.

Es wurde zunächst von der aussteifenden Wirkung der Laternenbinder abgesehen und der Fall betrachtet, daß am Kämpfer sämtlicher 32 halben Binder eine Bogenkraft  $H = \frac{1}{16,1} t$ , also am Druckringe ein Moment  $M = 1\text{ tm}$  wirke.

Führt man in der Mitte zwischen je zwei Bindern Schnitte  $t_1 - t_1$ ,  $t_2 - t_2$ , so hat man daselbst Momente  $M_r$  anzubringen, die dem äußeren Momente  $M$  das Gleichgewicht halten, sie ergeben sich zu

$$M_r = M \frac{r}{2r\pi} = 5,1\text{ M}.$$

Das Moment  $M_r$  muß gleich sein der Summe aller Spannungen  $\sigma$  in dem Querschnitte  $t$ , also

$$\iint_0^d \sigma \, d f \cdot x = M_r$$

$$2 \frac{\sigma_0 d}{4} \cdot \frac{d}{3} \cdot b = M_r$$

$$\sigma_0 = \frac{6 M \cdot 5,1}{d^2 b}.$$

Setzt man die Zahlenwerte ein, so erhält man

$$\sigma_0 = \frac{6 \cdot 1000 \cdot 100 \cdot 5,1}{110 \cdot 110 \cdot 150} = 1,68\text{ kg/qcm}.$$

Man führt nun in üblicher Weise in der Mitte einen Schnitt und bringt die drei Unbekannten, das Moment  $X_a$ , die Querkraft  $X_b$  und die Normalkraft  $X_c$  an (s. Fig. 35).

Man erhält den Angriffspunkt von  $X_c$  in 3,60 m über der Kämpferlinie und die Werte

$$\frac{1}{2} \delta_{aa} = -\frac{q_i}{s_i} = +\frac{0,223}{5270} = 0,000\,042\,3$$

$$\frac{1}{2} \delta_{cc} = \frac{0,266}{2} \text{ mm} = 0,000\,133 \text{ m},$$

für  $\frac{J}{4}$  sind diese Werte zu vervierfachen, also

$$\frac{1}{2} \delta''_{aa} = 0,000\,169\,2$$

$$\frac{1}{2} \delta''_{cc} = 0,000\,532 \text{ m}.$$

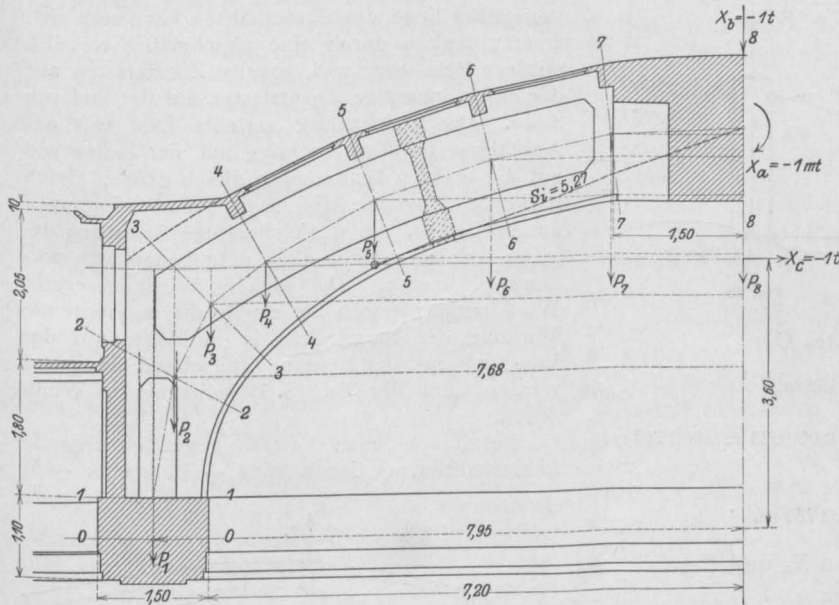


Fig. 35.

### Untersuchung des Doppelgebildes.

Es werde jetzt das Doppelgebilde, Druckringstück mit Laternenbinder von  $\frac{1}{4}J$  betrachtet und wieder der Mittelschnitt geführt.

### Hauptnetz.

Im Hauptnetze erhält man unter dem äußeren Momente  $M = 1$  die folgenden Verdrehungen und Verschiebungen (Fig. 36a).

Der Querschnitt verdreht sich um das Maß

$$\frac{1}{2} \delta'_{am} = \delta'_d = 0,000\,173\,3$$

gegen die Lotrechte, der Punkt C verschiebt sich um das Maß

$$\frac{1}{2} \delta'_{cm} = 3,60 \delta'_d = 3,60 \cdot 0,000\,173\,3 = 0,000\,623 \text{ m}.$$

Zustand  $X_a = 1$ .

Das Moment  $X_a = -1$  ruft hervor (Fig. 36b)

1. eine Verbiegung des Binders,
2. eine Verdrehung des Druckringes.

Die Verdrehungen  $\delta_a$  und die Verschiebungen  $\delta_c$  setzen sich also aus zwei Teilen zusammen.

Die Verdrehung des Binders beträgt

1. durch dessen Verbiegung allein

$$\frac{1}{2} \delta''_{aa} = 0,000\,169\,2,$$

2. durch die Verdrehung des Druckringes allein

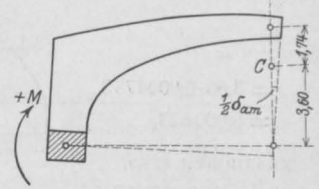


Fig. 36 a.

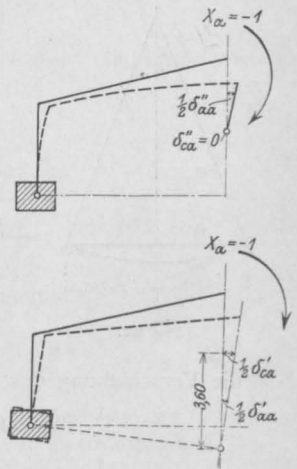


Fig. 36 b.

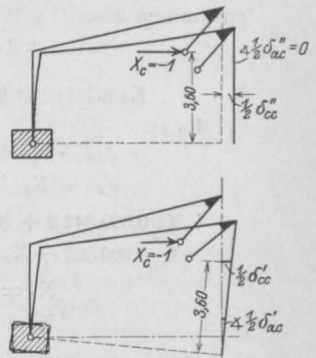


Fig. 36 c.

$$\frac{1}{2} \delta'_{aa} = \delta'_d = 0,000\,173\,3,$$

zusammen also

$$\delta_{aa} = \delta''_{aa} + \delta'_{aa} = 2 \cdot 0,000\,342\,5.$$

Die Verschiebung des Binderpunktes C beträgt

1. infolge der Verbiegung des Binders allein

$$\frac{1}{2} \delta''_{ca} = 0,$$

2. infolge der Verdrehung des Druckringes allein

$$\frac{1}{2} \delta'_{ca} = 0,000\,173\,3 \cdot 3,60 = 0,000\,623 \text{ m},$$

zusammen also

$$\delta_{ca} = 2 \cdot 0,000\,623\text{ m.}$$

Zustand  $X_c = -1$ .

In gleicher Weise ist für die Kraft  $X_c = -1$  die Verdrehung des Binders (Fig. 36c)

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \delta''_{ac} &= 0, \\ \frac{1}{2} \delta'_{ac} &= 3,60 \cdot 0,000\,1733 \\ &= 0,000\,623, \end{aligned}$$

zusammen also

$$\delta_{ac} = 2 \cdot 0,000\,623,$$

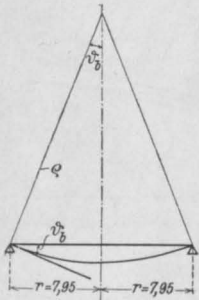


Fig. 37.

die Verschiebung des Punktes C

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \delta''_{cc} &= 0,000\,532\text{ m,} \\ \frac{1}{2} \delta'_{cc} &= 3,60 \cdot 0,000\,623 = 0,002\,248\text{ m,} \end{aligned}$$

zusammen also

$$\delta_{cc} = 2 \cdot 0,002\,248\text{ m.}$$

Ermittlung von  $X_a$  und  $X_c$ .

Es ist

$$\delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_c \delta_{ac} = 0$$

$$\delta_{mc} - X_a \delta_{ca} - X_c \delta_{cc} = 0,$$

$$X_a \cdot 0,000\,342\,5 + X_c \cdot 0,000\,623 = 0,000\,173\,3,$$

$$X_a \cdot 0,000\,623 + X_c \cdot 0,002\,248 = 0,000\,623,$$

$$X_c = +0,187\text{ t,}$$

$$X_a = +0,166\text{ mt.}$$

Die Verdrehung des Druckringes beträgt

$$\begin{aligned} \vartheta_d M &= 0,000\,173\,3 (1,000 - 0,166 - 0,187 \cdot 3,60) \\ &= 0,000\,027\,90. \end{aligned}$$

Ersetzt man das Doppelgebilde, Druckring mit Laternenbindern, zunächst durch einen wagerechten Balken (für jeden der 16 ganzen Binder) vom Querschnitte des anschließenden Binderstückes, 0,65/1,05 m, mit dem Trägheitsmoment  $J = 0,0627\text{ m}^4$ , so ergibt sich für das Moment  $M = 1$  mt mit

$$\varrho = \frac{E J}{M} = 87\,800\text{ m}$$

für die Neigung der Tangente der Wert

$$\sin \vartheta_b = \vartheta_b = \frac{r}{\varrho} = \frac{7,95}{87\,800} = 0,000\,090\,5.$$

Der Druckring mit Laternenbindern ist also zu ersetzen durch ein Binderstück vom Trägheitsmomente

$$J' = J \frac{0,000\,090\,5}{0,000\,027\,90} = J \cdot 3,24,$$

d. h. vom etwa 3 fachen des anschließenden Kuppelbinderstückes.

#### b) Ungleichmäßig verteilte Lasten.

Eine ungleichmäßige Belastung je zweier gegenüber liegenden Binderhälften kann man sich ersetzt denken durch eine gleichmäßig verteilte mittlere Belastung und positive Zusatzlasten auf der einen, negative Zusatzlasten auf der anderen Seite. Die gleichmäßig verteilte Last ruft am Anschlusse an den Druckring auf der linken wie auf der rechten Binderhälfte gleich große, gleich wirkende Momente (je nach innen oder nach außen) hervor, die ungleichmäßige Belastung dagegen gleich große, aber entgegengesetzt wirkende Momente. Die gleiche Wirkung ergibt Winddruck, insofern als durch die aussteifende Wirkung der Ringdecken je die Hälfte auf der Luv- und auf der Leeseite angreifend angesetzt werden kann (Fig. 38). (S. Berechnung auf Winddruck.)

Betrachtet man zwei gegenüberliegende Binderhälften, an denen links  $+M$ , rechts  $-M$

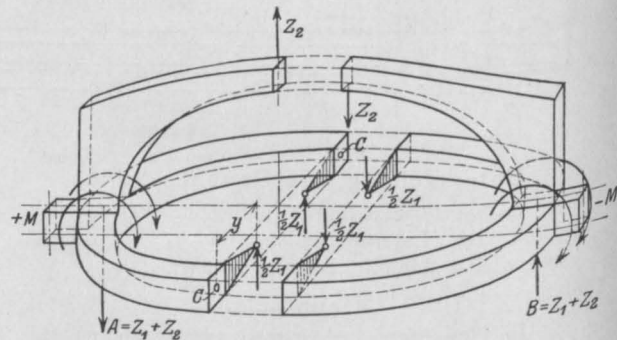


Fig. 39.

angreifen mögen, und schneidet man den Druckring und zugehörigen Laternenbinder durch einen Achsenschnitt, so muß man zur Herstellung des Gleichgewichts außer den Auflagerkräften A und B im Schnitte Querkräfte  $Z_1$  und  $Z_2$  anbringen. Von diesen greift  $Z_2$  im Laternenbinderschnitte an,  $Z_1$  dagegen nicht in den Druckringschnitten,



sondern an anschließenden starren Scheiben im Abstände  $y$ . Von der geringen Mitwirkung der unter  $45^\circ$  zur Verbindungslinie A—B liegenden Rahmen und der diagonal stehenden Kuppelbinder kann zur Vereinfachung abgesehen werden, sie entlasten sowohl den betrachteten Binder als den Druckring. Man kann je 4 Binder zusammenfassen und deren Wirkung mit dem Druckring und je einem Laternenbinder betrachten (Fig. 39).

#### a) Druckring ohne Laternenbinder.

Bei der Ermittlung der Verdrehung des Druckringes durch die beiden Momente  $+M$  und  $-M$  muß man die Torsionswirkungen berücksichtigen, da man sonst völlig unzutreffende Ergebnisse erhält.

Betrachtet man den Druckring allein, so müssen Querkräfte  $\frac{1}{2} Z_1$  in solchem Abstände  $y$  von der Druckringachse angebracht werden, daß die Querkräfte  $\frac{1}{2} Z_1$  im Verein mit den Momenten  $\frac{1}{2} Z_1 \cdot y$  Verdrehungen der geschnittenen Querschnitte  $t$  verhindern.

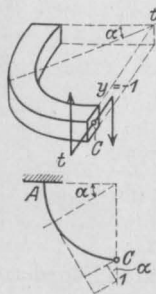


Fig. 40.

Die Verdrehung der Querschnitte  $t$  setzt sich zusammen aus der Wirkung der Biegemomente von A—C und aus der Wirkung der Torsionsmomente auf dieser Strecke. Außerdem wird noch die senkrechte Verschiebung der Punkte C gegen die Tangente in A ermittelt. Es

werden getrennt die Zustände  $\frac{1}{2} Z_1 \cdot y = Z \cdot y = Y$  und  $\frac{1}{2} Z_1 = Z$  betrachtet.

#### Zustand $Y = 1$ .

Ein Moment  $Y = 1$  mt erzeugt in einem Querschnitte  $\alpha$  ein Biegemoment  $M_{by} = +1 \cos \alpha$  und ein Drehmoment  $M_{\varphi y} = 1 \sin \alpha$ .

#### Biegemoment.

Die Verdrehung des Querschnittes  $t-t$  infolge des Biegemomentes  $y$  in der Richtung des Momentes  $y$  ist

$$d'_{yy} = \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} M_{by} M_{by} ds$$

$$= \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} \cos^2 \alpha r d\alpha$$

$$\underline{d'_{yy} = \frac{r\pi}{4EJ}}$$

Die Verschiebung des Querschnittes  $t-t$  infolge des Biegemomentes  $Y$  in der Richtung der Kraft  $Z$  ist mit  $M_{bz} = +r \cos \alpha$

$$\begin{aligned} d'_{zy} &= \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} M_{bz} M_{by} ds \\ &= \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} r \cos \alpha \cos \alpha r d\alpha \\ \underline{d'_{zy} &= \frac{r^2 \pi}{4EJ}} \end{aligned}$$

#### Drehmoment.

Die Verdrehung zweier um die Längeneinheit voneinander entfernten Querschnitte durch ein Drehmoment ist bei rechteckigem Querschnitte

$$\vartheta = 3,6 \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3} \cdot \frac{M \vartheta}{G},$$

worin  $G = 55\,000$  kg/qcm das Gleitmaß des Betons ist.

Setzt man

$$3,6 \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3} = \frac{1}{J''},$$

so wird

$$\vartheta = \frac{M \vartheta}{J'' G}$$

und die Summe der Verdrehungen

$$d'' = \frac{1}{J'' G} \int M \vartheta ds.$$

Für  $Y = 1$  mt wird die Verdrehung des Querschnittes  $t-t$  durch  $Y$  in der Richtung von  $Y$

$$d''_{yy} = \frac{1}{J'' G} \int_0^{\pi/2} M_{\varphi y} M_{\varphi y} ds$$

$$= \frac{1}{J'' G} \int_0^{\pi/2} \sin^2 \alpha r d\alpha$$

$$\underline{d''_{yy} = \frac{r\pi}{4J'' G}}$$

Die Verschiebung in der Richtung  $+Z$  durch  $Y = +1$  wird mit  $M = 1 r (1 - \sin \alpha)$

$$d''_{zy} = - \frac{1}{J'' G} \int_0^{\pi/2} M_{\varphi z} M_{\varphi y} ds$$

$$= - \frac{1}{J'' G} \int_0^{\pi/2} r (1 - \sin \alpha) \sin \alpha r d\alpha$$

$$\underline{d''_{zy} = - \frac{r^2}{J'' G} \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right)}$$

## Zusammenfassung.

Insgesamt ist

$$\begin{aligned} \delta_{yy} &= \delta'_{yy} + \delta''_{yy} \\ &= \frac{r\pi}{4} \left( \frac{1}{EJ} + \frac{1}{GJ''} \right) \\ \delta_{zy} &= \delta'_{zy} + \delta''_{zy} \\ &= \frac{r^2\pi}{4} \left( \frac{1}{EJ} - \frac{1}{GJ''} \cdot \frac{4-\pi}{\pi} \right). \end{aligned}$$

Zustand  $Z = 1$ .

Es ist bereits ermittelt

$$\begin{aligned} M_{bz} &= r \cos \alpha, \\ M_{\partial z} &= r (1 - \sin \alpha). \end{aligned}$$

## Bieugungsmoment.

Die senkrechte Verschiebung des Querschnittes  $t-t$  durch  $Z = 1$  ist

$$\begin{aligned} \delta'_{zz} &= \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} M_{bz} M_{\partial z} ds \\ &= \frac{r^3}{EJ} \int_0^{\pi/2} \cos^2 \alpha d\alpha \\ \delta'_{zz} &= \frac{r^3\pi}{4EJ}. \end{aligned}$$

Die senkrechte Verschiebung durch ein Moment  $Y = 1$  ist

$$\delta'_{yz} = \delta'_{zy} = \frac{r^2\pi}{4EJ}.$$

## Drehmoment.

Es ist die senkrechte Verschiebung infolge des Drehmomentes  $M_{\partial z} = -r(1 - \sin \alpha)$ 

$$\begin{aligned} \delta''_{zz} &= \frac{1}{GJ''} \int_0^{\pi/2} M_{\partial z} M_{\partial z} ds \\ &= \frac{1}{GJ''} \int_0^{\pi/2} r^2 (1 - \sin \alpha)^2 r d\alpha \\ \delta''_{zz} &= \frac{r^3}{GJ''} \cdot \frac{3\pi - 8}{4}. \end{aligned}$$

Die senkrechte Verschiebung durch ein Moment  $Y = 1$  ist

$$\delta''_{yz} = \delta''_{zy} = - \frac{r^2}{GJ''} \cdot \frac{4-\pi}{4}.$$

## Zusammenfassung.

Es ist insgesamt

$$\begin{aligned} \delta_{zz} &= \delta'_{zz} + \delta''_{zz} \\ &= \frac{r^3\pi}{4} \left[ \frac{1}{EJ} + \frac{1}{GJ''} \cdot \left( \frac{3\pi - 8}{\pi} \right) \right]. \end{aligned}$$

Ermittlung von  $Y$ .Gesucht ist jetzt das Moment  $Y$ , welches die Verdrehung des Querschnittes  $t-t$  infolge  $Z = 1$  rückgängig macht. Man hat

$$\delta_{yz} + Y \delta_{yy} = 0$$

$$Y = - \frac{\delta_{yz}}{\delta_{yy}} = - \frac{r^2\pi^4 \left[ \frac{1}{EJ} - \frac{1}{GJ''} \cdot \left( \frac{4-\pi}{\pi} \right) \right]}{4r\pi \left( \frac{1}{EJ} + \frac{1}{GJ''} \right)}.$$

Im vorliegenden Falle ist

$$\begin{aligned} E &= 1\,400\,000 \text{ t/qm}; \\ J &= 0,1663 \text{ m}^4; \\ G &= 550\,000 \text{ t/qm}; \\ J'' &= 0,3600 \text{ m}^4; \end{aligned}$$

$$\frac{1}{EJ} = 4,295 \cdot 10^{-6};$$

$$\frac{1}{GJ''} = 5,050 \cdot 10^{-6};$$

$$\frac{4-\pi}{\pi} = 0,2725.$$

Hiermit erhält man

$$Y = -r \frac{4,295 - 5,050 \cdot 0,2725}{4,295 + 5,050}.$$

$$Y = -r \cdot 0,312,$$

d. h. die Kraft  $Z$  greift nicht im Punkte C, sondern in C' im Abstände  $0,312 r$  nach der Mitte zu an (Fig. 39). $\beta$ ) Druckring mit Laternenbinder.

Die Verschiebung des Punktes Z durch eine Kraft 1 im Punkte C' ist nun

$$\begin{aligned} \delta Z &= \delta_{zz} + Y \delta_{zy} \\ &= \frac{r^3\pi}{4} \cdot \left[ \frac{1}{EJ} + \frac{1}{GJ''} \cdot \left( \frac{3\pi - 8}{\pi} \right) \right] \\ &\quad - \frac{0,312 r r^2\pi}{4} \cdot \left[ \frac{1}{EJ} - \frac{1}{GJ''} \cdot \left( \frac{4-\pi}{\pi} \right) \right] \\ &= 0,002\,240 \text{ m}. \end{aligned}$$

Die Verschiebung des Punktes B gegen A ist

$$\delta Z = 0,004\,480 \text{ m}.$$

Für  $M = 1$  ist  $Z = \frac{1}{2r}$ , also wird

$$\delta_{mb} = \frac{0,004\,480}{2 \cdot 7,95} = 0,000\,2820 \text{ m}.$$

Denkt man sich jetzt lediglich noch den Laternenbinder durchschnitten und bringt an den Schnittstellen die Querkräfte  $Z_2 = X_b = -1$  an, so ergeben diese in A und B Momente  $M = 1r$ , in C' eine Querkraft  $Z = 1/2$ , also die

oben ermittelte Verschiebung  $\frac{2 \Delta z}{2}$  der Punkte A gegen B. Dieser Verschiebung ist nun gleich die Verschiebung der Rahmenmittelpunkte m, m in der Richtung der Kraft  $X_b$  infolge der Verdrehung des Druckringes allein. Hierzu kommt noch die Verschiebung dieser Rahmenpunkte durch die Verbiegung der Rahmen allein. Diese ist nach Fig. 41

$$\delta_{bb} = 2,690 \text{ mm} = 0,00269 \text{ m.}$$

Insgesamt ist also die Verschiebung der Punkte m, m durch eine Kraft  $X_b = -1$

$$\delta'_{bb} = \Delta z + \delta_{bb} = 0,002240 + 0,002690 = 0,004930 \text{ m.}$$

Ein Moment  $M = 1$  verschiebt m m um

$$\delta_{mb} = 0,0002820 \text{ m,}$$

eine Kraft  $X_b = -1$  um

$$\delta'_{bb} = 0,004930 \text{ m,}$$

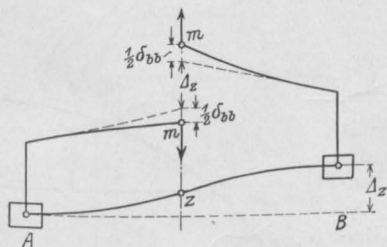


Fig. 41.

somit wird für  $M = 1$

$$X_b = \frac{0,0002820}{0,004930} = 0,0572 \text{ t.}$$

Das Moment im Rahmenfußpunkt wird

$$M_d = 0,0572 \cdot 7,95 = 0,454.$$

Der Druckring hat also aufzunehmen

$$M_d = 1 - 0,454 = 0,546 \text{ mt,}$$

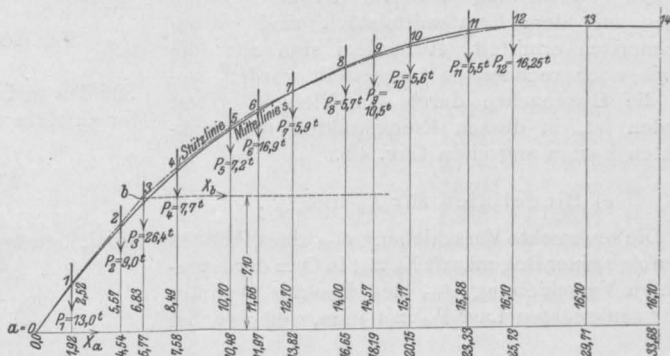
d. i. angenähert die Hälfte der Biegemomente.

Die senkrechte Verschiebung des Punktes A gegen B beträgt

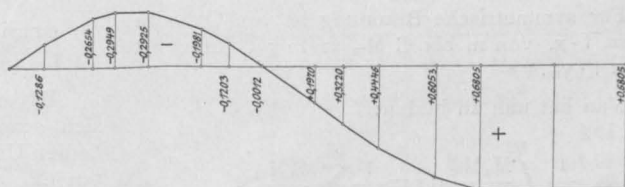
$$\delta_{mb} = 0,546 \cdot 0,000282 = 0,0001539 \text{ m.}$$

Die gleiche Verschiebung würde ein Binderstück von 1,67fachem Trägheitsmomente wie das

anschließende Binderstück ergeben. Dieser Ersatzwert ist ohne Bedeutung für die Untersuchung des Kuppeltragwerkes bei einseitigen Lasten. Von



Einflusslinie für  $X_a$ .



Einflusslinie für  $X_b$ .

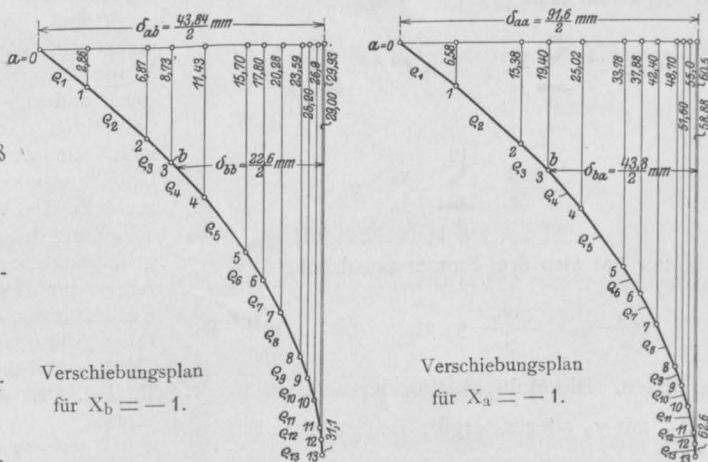


Fig. 42.

Wert ist lediglich die Kenntnis der Verteilung der Momente auf Druckring und Laternenbinder.

## 2. Kuppelbinder und Zugring.

a) Bogenstöße  $X_a$  und  $X_b$ .

Die Verschiebungspläne für den Zweigelenkbogen mit dem Ersatzmittelstück sind einmal zeichnerisch ermittelt. Außerdem sind aber die Werte noch rechnerisch festgestellt worden, wobei die Bogenachse durch ein Vieleck ersetzt worden ist, in dessen Knickpunkten die senkrechten Lasten angreifen (Fig. 42).

α) Biegelinien für  $X_a$  und  $X_b$ .

Die senkrechte Verschiebung  $d_{ma}$  eines Punktes  $m$  infolge einer Bogenkraft  $X_a = 1$  in  $O$  = der wagerechten Verschiebung  $d_{am}$  des Punktes  $O$  unter einer senkrechten Last  $P_m = 1$  in  $m$ , und zwar ist

$$d_{ma} = \int_0^1 \frac{1}{EJ} M_a M_m ds,$$

ferner ist

$$d_{aa} = \int_0^1 \frac{1}{EJ} M_a^2 ds.$$

Für symmetrische Belastung ist von  $O$  bis  $m$   $M_m = 1 \cdot x$ , von  $m$  bis  $C$   $M_m = 1 \cdot x_m$ , ferner ist  $M_a = 1 \cdot y_m$ .

Man hat nun zu bilden:

$$\frac{1}{E} \int_0^{1/2} \frac{M_a M_m}{J_n} ds = \frac{1}{E} \sum_0^{1/2} \frac{M_a M_m}{J_n} s_n,$$

für  $d_{ma}$  erhält man

$$d_{ma} = \frac{1}{E} \sum_0^m \frac{y_n}{J_n} x_n s_n + \frac{1}{E} \frac{x_m}{J_n} \sum_m^{1/2} \frac{y_n}{J_n} s_n,$$

für  $d_{aa}$

$$d_{aa} = \frac{1}{E} \sum_0^{1/2} \frac{y_n}{J_n} y_n s_n.$$

Man hat also drei Summenausdrücke

$$\frac{y_n}{J_n} s_n, \quad \frac{y_n}{J_n} y_n s_n, \quad \frac{y_n}{J_n} x_n s_n$$

zu bilden. Die Multiplikation der beiden Flächen  $\frac{y_n}{J_n}$  mit  $y_n$  oder  $x_n$  ergibt (nach Müller-Breslau II. Bd., 2. Abt., S. 101) für eine Strecke  $s_n$  (Fig. 43)

$$\int M_a M_m ds = \frac{s_n}{6} [Z_n (2Z'_n + Z'_n + 1) + Z_{n+1} (2Z'_n + 1 + Z'_n)].$$

In ähnlicher Weise sind die Werte für  $X_b$  zu bilden.

Der Querschnitt des Hauptzugbandes ist im Mittel

$$F = (260 \cdot 100 + 15 \cdot 617,2) = 35\,250 \text{ qcm.}$$

Für das gedachte gestreckte Zugband von Kämpfer zu Kämpfer ist ein Querschnitt anzusetzen

$$F' = \frac{1}{5,1} \cdot 35\,250 = 6920 \text{ qcm,}$$

somit beträgt die Verlängerung für  $X_a = 1$

$$d_{za} = - \frac{1000 \cdot 6736}{140\,000 \cdot 6920} = 0,0069 \text{ cm.}$$

In gleicher Weise ist für das zweite Zugband mit

$$F' = \frac{1}{5,1} \cdot 6645 = 1300 \text{ qcm,}$$

$$d_{zb} = \frac{1000 \cdot 5520}{140\,000 \cdot 1300} = 0,0303 \text{ cm.}$$

β) Ermittlung von  $X_a$  und  $X_b$ .

Es empfiehlt sich nicht, die beiden Unbekannten  $X_a$  und  $X_b$  aus zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten zu ermitteln, vielmehr die Werte  $d$  mit Doppelzeigern dadurch zu vermeiden, daß man die zweite Unbekannte senkrecht zu der Verschiebung des Angriffspunktes infolge der ersten Unbekannten einführt (siehe auch Müller-Breslau, II. Bd., 2. Abt. S. 156).

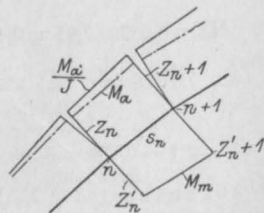
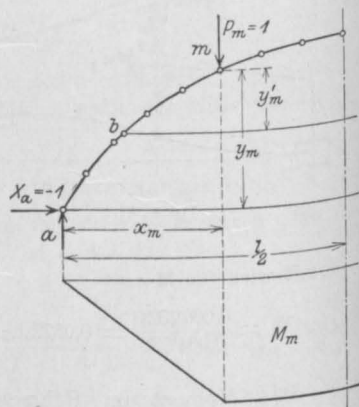


Fig. 43.

Auf rechnerischem Wege war gefunden:

$$d_{aa} = 9,148 \text{ cm, } d_{za} = 0,0069;$$

$$d_{ab} = 4,396 \text{ cm, } d_{zb} = 0,0303;$$

$$d_{bb} = 2,255 \text{ cm.}$$



Es ist

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\delta_{ab}}{2(\delta_{aa} + \delta_{za})},$$

$$\sin \alpha = 0,233\,46,$$

$$\cos \alpha = 0,972\,37;$$

$$X_a = X'_a - X_q \sin \alpha = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa} + \delta_{za}} - X_q \sin \alpha,$$

$$X_b = X_q \cos \alpha,$$

$$X_q = \frac{\frac{\delta_{mb} \cos \alpha}{2} - \delta_{ma} \sin \alpha}{\frac{(\delta_{bb} + \delta_{bz}) \cos^2 \alpha}{4} - \frac{\delta_{ab} \sin \alpha \cos \alpha}{2}}$$

$$= \frac{\delta_{mq}}{\delta_{qq}};$$

$$\delta_{qq} = \frac{2,2853 \cdot 0,972\,37^2}{4} - \frac{4,396 \cdot 0,233\,46 \cdot 0,972\,37}{2}$$

$$= 0,540\,190 - 0,498\,967 = +0,041\,223.$$

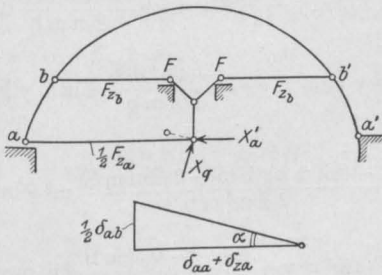


Fig. 44.

b) Eigengewicht.

Mit den hiernach ermittelten Einflußlinienordinaten für  $X_a$  und  $X_b$  (Fig. 42) und den Eigengewichtslasten erhält man die statisch unbestimmten Größen  $X_a$  und  $X_b$  aus folgender Übersicht:

Punkt	Last P	$X_a$	$P X_a$	$X_b$	$P X_b$
1	13,0	0,1331	1,7303	-0,1286	-1,6718
2	9,0	0,2944	2,6496	-0,2654	-2,3886
3	25,4	0,3521	9,2954	-0,2949	-7,7854
4	7,7	0,4133	3,1824	-0,2925	-2,2523
5	7,2	0,4615	3,3228	-0,1981	-1,4263
6	16,9	0,4688	7,9227	-0,1203	-2,0331
7	5,9	0,4618	2,7246	-0,0012	-0,0071
8	5,7	0,4360	2,4852	+0,1970	+0,1229
9	10,5	0,4065	4,2683	+0,3220	+3,3810
10	5,6	0,3821	2,1398	+0,4446	+2,4898
11	5,5	0,3459	2,0862	+0,6053	+2,9447
12	16,25	0,3275	5,3219	+0,6805	+11,0581
	129,65		47,1292		-17,5646
					+20,9965

Für beide Hälften erhält man somit:

$$X_a = 2 \cdot 47,1292 = 94,2584 \text{ t.}$$

$$X_b = 2 (20,9965 - 17,5646) = 6,8638 \text{ t.}$$

Mit den Werten  $M_0$ ,  $X_a$  und  $X_b$  ergeben sich die folgenden Eigengewichtsmomente in mt:

$$M = M_0 - X_a y - X_b y'.$$

Punkt	$M_0 - X_a y - X_b y'$	Punkt	$M_0 - X_a y - X_b y'$
1	+11,40	7	+2,14
2	+29,53	8	-6,07
3	+43,17	9	-5,43
4	+24,24	10	-12,48
5	+14,04	11	-15,12
6	+15,83	12	+1,63

In Fig. 42 ist die Stützlinie für Eigengewicht eingezeichnet.

(Fortsetzung folgt.)

## ZUR THEORIE DER ALLSEITIG AUFLIEGENDEN PLATTE.

Im Anschluß an die Untersuchungen von Maurice Lévy, Journal des mathématiques pures et appliquées, 1901.

Von Dipl.-Ing. R. Preuß

der Firma Hermann Kapst, Eisenbetonbau (Beuthen O.-S.).

Ein beliebiges durch die Koordinaten  $x$  und  $y$  bestimmtes aus der Platte herausgeschnittenes Parallelepiped von den Grundrißabmessungen  $dx$  und  $dy$  und der Höhe  $h$  (= Plattenstärke) erfährt infolge der Belastung außer anderen Einwirkungen in der  $x$ -Richtung das Moment  $M_x$ . . (1)  
" "  $y$ - " " "  $M_y$ . . (2)

Bezeichnet  $C$  eine vom Material und seiner Abmessungen abhängige Konstante,  $s$  das Verhältnis von Querdehnung zu Längsdehnung des Materials und  $w$  die Durchbiegung der Platte an einer beliebigen Stelle, so ist

$$M_x = -C \cdot \left( \frac{d^2 w}{dx^2} + s \frac{d^2 w}{dy^2} \right) \quad \dots (3)$$

$$M_y = -C \cdot \left( \frac{d^2 w}{dy^2} + s \frac{d^2 w}{dx^2} \right) \quad \dots (4)$$

Die Konstante C ist

$$C = \frac{EJ}{1-s^2}, \quad \dots (5)$$

wo E das Elastizitätsmaß und J das in beiden Richtungen gleich groß angenommene Trägheitsmoment der vertikalen Flächen des Parallelepipeds bedeuten.

Die Differentialquotienten werden berechnet aus der für jede Platte beliebiger Grundfläche und beliebiger Auflagerung gelten-

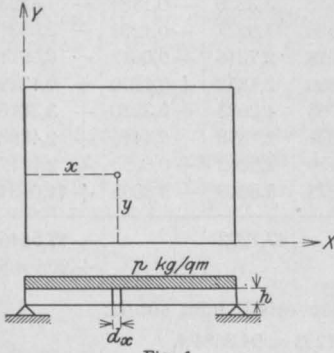


Fig. 1.

den Gleichung

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{2 d^2 w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 w}{dy^4} = \frac{p}{C} \quad \dots (6)$$

Hierin bedeutet p die Auflast pro Flächeneinheit. Die Lösung dieser von Navier aufgestellten Gleichung gibt Maurice Lévy für rechteckige Platten durch die Reihe

$$w = \sum_n Y_n \cdot \sin \frac{n \pi x}{a} \quad \dots (7)$$

Hierin ist

$Y_n$  eine nur von y abhängige Funktion und a die Länge der Platte in der X-Richtung.

Das durch Gl. (7) gegebene Integral ist für den Fall aufgestellt, daß zwei gegenüberliegende Seiten der Platte frei aufliegen, während die anderen beiden beliebig gestützt sind. Für die beiden ersten Grenzbedingungen genügt es von selbst, während  $Y_n$  so bestimmt werden muß, daß die Differentialgleichung und die beiden anderen Grenzbedingungen befriedigt werden.

Für freie Auflagerung auf allen vier Seiten und konstantes p gibt Lévy die Lösung

$$Y_n = \frac{4p}{a m^5 C} \left[ 1 + \frac{(1 - \cos m b)(b m - 2 \sin m b) \sin m y}{2 \sin^2 m b} \right. \\ \left. - \cos m y + y \frac{m}{2} \left\{ \sin m y + \frac{(1 - \cos m b)}{\sin m b} \cos m y \right\} \right] \quad (8)$$

Hierin ist

$$m = \frac{n \pi}{a} \quad \dots (9)$$

Die Durchbiegung wird nun

$$w = \frac{4p \cdot a^4}{C \pi^5} \sum_n \sin \frac{n \pi x}{a} \cdot \frac{1}{n^5} [D], \quad \dots (10)$$

wo D den Klammerinhalt der Gl. (8) bedeutet.

Zur Berechnung der Momente werden die zweiten Differentialquotienten der Gl. (10) gebraucht. Es ist

$$\frac{dw}{dx} = \frac{4p a^3}{C \pi^4} \sum_n \frac{1}{n^4} \cos \frac{n \pi x}{a} [D] \quad \dots (11)$$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{4p a^2}{C \pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi x}{a} [D] \quad \dots (12)$$

$$\frac{dD}{dy} = \frac{(1 - \cos m b)(b m - 2 \sin m b)}{2 \sin^2 m b} m \cos m y$$

$$- m \sin m y + \frac{m}{2} \left\{ \sin m y + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \cos m y \right\} \\ + \frac{m^2}{2} y \left\{ \cos m y + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \sin m y \right\} \quad \dots (13)$$

$$\frac{d^2 D}{dy^2} = \frac{(1 - \cos m b)(b m - 2 \sin m b)}{2 \sin^2 m b} m^2 \sin m y$$

$$- \frac{m^2}{2} \cos m y + \frac{m^2}{2} \cdot \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \sin m y \\ + \frac{m^3}{2} \left\{ \cos m y + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \sin m y \right\} \\ + \frac{m^3}{2} y \left\{ \sin m y + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \cos m y \right\} \quad \dots (14)$$

$$\frac{d^2 D}{dy^2} = m^2 \left[ \frac{(1 - \cos m b)(b m - 2 \sin m b)}{2 \sin^2 m b} \sin m y \right. \\ \left. + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \sin m y + \frac{m y}{2} \left\{ \sin m y \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1 - \cos m b}{\sin m b} \cos m y \right\} \right] \quad \dots (15)$$

$$\frac{d^2 D}{dy^2} = m^2 F, \quad \dots (16)$$

wo F den Klammerausdruck der Gl. (15) bedeutet.

Man erhält also

$$\frac{d^2 w}{dy^2} = \frac{4p a^2}{C \pi^3} \sum_n \sin \frac{n \pi x}{a} \cdot \frac{1}{n^3} [F] \quad \dots (17)$$

Mit Hilfe der Gl. (12) und (17) ist man imstande, die Momente für jeden beliebigen Punkt einer rechteckigen, frei aufliegenden und gleichmäßig belasteten Platte zu berechnen.

### Beispiel.

Moment in der Mitte einer quadratischen Platte.

$$a = b \quad \dots \quad (18)$$

$$x = y = \frac{a}{2} \quad \dots \quad (19)$$

$$mb = n\pi \quad \dots \quad (20)$$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{4pa^2}{C\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2} [D] \quad \dots \quad (21)$$

Zunächst ist klar, daß alle geraden Glieder ( $n = 2, n = 4$  usw.) Null werden.

### Berechnung von D.

$$D = 1 + \frac{(1 - \cos n\pi)(n\pi - 2 \sin n\pi)}{2 \sin^2 n\pi} \sin \frac{n\pi}{2} - \cos \frac{n\pi}{2} + \frac{n\pi}{4} \left\{ \sin \frac{n\pi}{2} + \frac{1 - \cos n\pi}{\sin n\pi} \cos \frac{n\pi}{2} \right\} \quad (22)$$

Da

$$\frac{1 - \cos n\pi}{\sin n\pi} = -\tan \frac{n\pi}{2}, \quad \dots \quad (23)$$

ist

$$D = 1 - \frac{\sin \frac{n\pi}{2} (n\pi - 2 \sin n\pi)}{4 \cos^2 \frac{n\pi}{2}} - \cos \frac{n\pi}{2} \quad (24)$$

### Zahlenrechnung.

#### 1. Glied.

$$A_1 = 1 - \frac{\sin \frac{\pi}{2} (\pi - 2 \sin \pi)}{4 \cos^2 \frac{\pi}{2}} - \cos \frac{\pi}{2} \\ = 1 - \frac{2,30126 (3,1416 - 23,0968)}{4 \cdot 2,5094^2} - 2,5094 \\ = 1 + 1,823517 - 2,5094 = 0,31438 \quad \dots \quad (25)$$

#### 3. Glied.

$$A_3 = -\frac{1}{27} \left[ 1 - \frac{\sin \frac{3\pi}{2} (3\pi - 2 \sin 3\pi)}{4 \cos^2 \frac{3\pi}{2}} - \cos \frac{3\pi}{2} \right] \\ = -\frac{1}{27} \left[ 1 - \frac{55,611 (9,4 - 123,904)}{4 \cdot 55,701^2} - 55,701 \right] \\ = -\frac{1}{27} [1 + 55,5598 - 55,701] \\ = -0,0318148148 \quad \dots \quad (26)$$

#### 5. Glied.

Man erhält

$$A_5 = +\frac{1}{125} [1 + 1287,876 - 1287,88] = +0,008 \quad \dots \quad (27)$$

Vom 5. Gliede ab wird D mit sehr großer Annäherung gleich 1. Es ist also

$$A_7 = -\frac{1}{343} = -0,0029154 \quad \dots \quad (28)$$

$$A_9 = +\frac{1}{729} = +0,001374 \quad \dots \quad (29)$$

$$A_{11} = -\frac{1}{1331} = -0,0007513 \quad \dots \quad (30)$$

u. s. f.

Es ist

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{4pa^2}{C\pi^3} [+0,31438 + 0,00800 + 0,00137 - (0,03181 + 0,00292 + 0,00075)] \quad \dots \quad (31)$$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{4pa^2}{C\pi^3} 0,28827 \quad \dots \quad (32)$$

Da für den Mittelpunkt des Quadrates bei gleichmäßiger Belastung und bei dem gewählten  $Y_n$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{d^2 w}{dy^2}, \quad \dots \quad (33)$$

so ist nach Gl. (3)

$$M_x = M_y = +C \frac{4pa^2}{C\pi^3} 0,28827 (1 - s) \\ = \frac{4pa^2}{\pi^3} 0,28827 (1 - s) \quad \dots \quad (34)$$

Das Spannungsmoment ist also von dem Werte

$$s = \frac{\text{Querkontraktion}}{\text{Längsdehnung}} \text{ abhängig.}$$

Für Metalle ist

$$s = 0,3 \quad \dots \quad (35)$$

$$M_x = M_y = \frac{pa^2}{38,3} \quad \dots \quad (36)$$

Für Beton ist beispielsweise (Heft 19 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton)

$$\text{bei } \sigma = 4 \text{ kg/qcm } s = \text{ca. } 0,3$$

$$7 \quad " \quad s = \text{ca. } 0,26$$

$$10 \quad " \quad s = \text{ca. } 0,20$$

$$12 \quad " \quad s = \text{ca. } 0,16$$

und fällt für größere Spannungen bis auf etwa 0,10.

Für Eisenbetonplatten kann man vielleicht  $s = 0,15$  annehmen und erhält

$$M_x = M_y = \frac{pa^2}{31,7} \quad \dots \quad (37)$$

## Resultat.

Durch das Verfahren von Maurice Lévy ist die Aufgabe der statischen Berechnung der vierseitig frei aufliegenden und gleichmäßig belasteten Rechteckplatte mit konstantem Elastizitätsmodul und Trägheitsmoment gelöst.

Für die quadratische Platte liegt das Spannungsmoment im Mittelpunkt zwischen

$$\frac{p a^2}{30} \text{ und } \frac{p a^2}{40},$$

je nach dem Verhältnis von Querkontraktion zu Längsdehnung des Materials.

## NEUE EISENBETONHOCHBAUTEN.

Besprochen von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

(Schluß von S. 164.)

## 2. Modellschuppen in Eisenbeton.

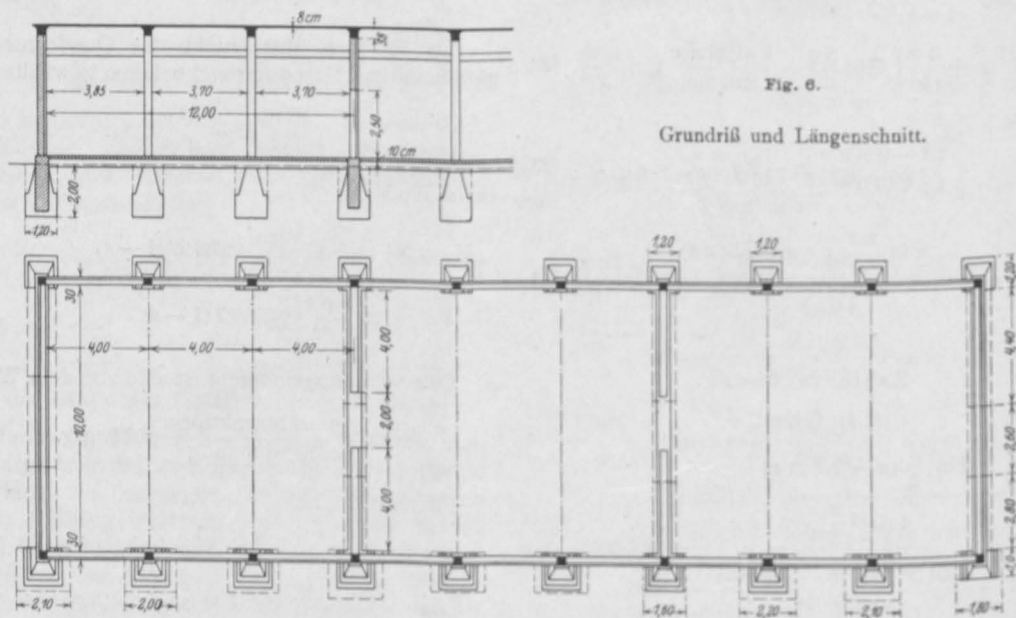
Entworfen und ausgeführt von B. Liebold & Comp. A.-G. Holzminden.

Im Winter 1911—1912 wurde für die Schöntaler Stahl- und Eisenwerke Peter Harkort & Sohn in Wetter an der Ruhr ein Modellschuppen aus Eisenbeton erbaut. Ursprünglich war die Her-

Die Dachhaut stützt sich unmittelbar auf die 4 m voneinander entfernten Binder. Sie ist in einer Stärke von 8 cm, mit einer Bewehrung aus 10 Rundeseisen in der Zugzone und 5 Rundeseisen von 10 mm  $\varnothing$  in der Druckzone hergestellt und für Eigengewicht und Schneebelastung von 75 kg/m<sup>2</sup> berechnet. Die Eindeckung besteht aus einer doppelten Lage Asphaltpappe.

Fig. 6.

Grundriß und Längenschnitt.



stellung des Gebäudes als Eisenfachwerk in Aussicht genommen; mit Rücksicht auf die leichte Brennbarkeit der im Schuppen lagernden Holzmodelle erschien es jedoch ratsamer, eine feuersichere Konstruktion zu wählen, um hierdurch beim Entstehen eines Brandes im Schuppen ein Übergreifen des Feuers auf die in der Nähe befindlichen Tischlerwerkstätten zu verhüten.

Das Gebäude ist einstöckig ausgebildet und besteht im wesentlichen aus 10 Bindern, zwischen denen sich die Dachdecken und die umschließenden Wände spannen (Fig. 6). Der lichte Raum ist 36 m lang, 10 m breit, 4 m hoch.

Um die leichte Dachhaut zu versteifen und zugleich einen festen Verband zwischen den Bindern zu erzielen, sind an der Dachtraufe Längsträger aus Eisenbeton angeordnet. Außerdem sind zwischen den Binderfüßen zur Abfangung der äußeren Ziegelsteinwände Eisenbetonunterzüge eingefügt.

Die Binder sind als zweistielige Rahmen mit Fußgelenken ausgebildet. Die Riegelachse ist entsprechend der Dachneigung gestaltet. Bei einer Stützweite von 10,30 m beträgt die Scheithöhe des Rahmens über den Stützpunkten 5,4 m. Das Verhältnis von



$$\frac{h}{l} = \frac{5,40}{10,3} = \approx 1:2$$

ist in statischer Hinsicht für Zweigelenrahmen besonders günstig.

Die näheren Einzelheiten der Rahmenausbildung sind in Fig. 7 dargestellt. Bei einer Breite von 30 cm wechselt die Querschnittshöhe im Stiel zwischen 30 und 60, im Riegel zwischen 60 und 38 cm. Die Stiele sind mit einer beiderseitigen Armierung von je 5 24 mm starken Rundseisen versehen, während im Riegel 10 Stäbe gleicher Stärke

Vorteil, als die Linienführung des Rahmens eine bessere Ausnutzung des lichten Raumes ermöglicht und überdies der Eindruck der Schwerfälligkeit vermieden wird.

### 3. Ofenhaus auf der städtischen Gasanstalt Holzminden.

Entworfen und ausgeführt  
von B. Liebold & Comp., A.-G., Holzminden.

Gelegentlich einer Erweiterung des städtischen Gaswerkes Holzminden wurde im Jahre 1909 der

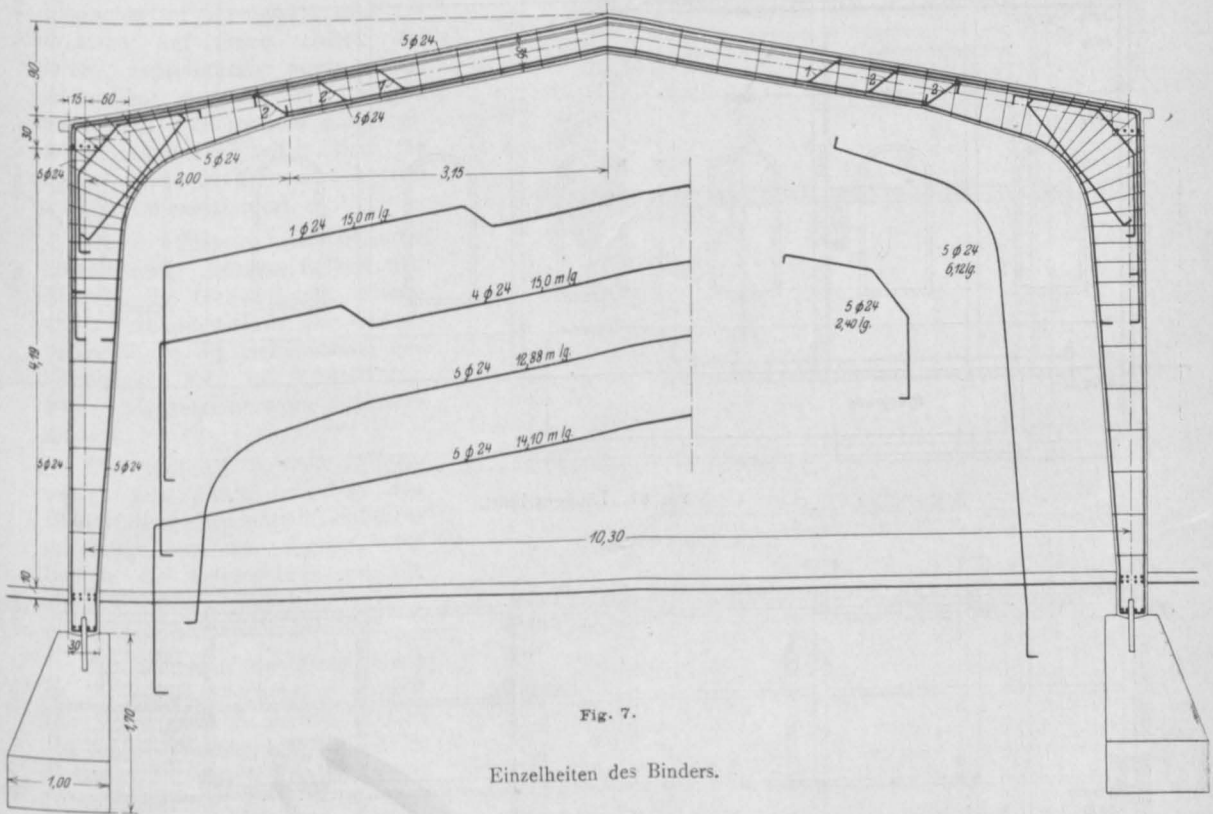


Fig. 7.

Einzelheiten des Binders.

in der Zug- und 5 in der Druckzone angeordnet sind. Die beiden Bewehrungslagen werden teils durch aufgebogene Eisen, teils durch dicht aneinander gelegte Bügel, welche eine sichere Aufnahme der Scherspannungen gewährleisten, miteinander verbunden.

Die Berechnung ist unter Zugrundelegung eines Schneedrucks von 75 kg/qm, eines Winddrucks von 125 kg/qm und einer Temperaturänderung von 20° C durchgeführt. Bei der Querschnittsbemessung erschien es zweckmäßiger, eine verhältnismäßig kräftige Bewehrung anzuordnen, um gedrungene Querschnittsformen zu erzielen. Wenn diese Lösung nicht immer die wirtschaftlichste ist, so bietet sie insofern einen merklichen

Bau eines neuen Ofenhauses aus Eisenbeton in Angriff genommen.

Das Gebäude ist für die Aufnahme von zwei Retortöfen zu je acht Retorten vorgesehen und umfaßt einen Raum von 28 m Länge, 13,80 m Breite und 14,30 m Höhe (Fig. 8). Da die Aufstellung von stehenden Retorten für spätere Zeiten geplant ist, so durfte kein Konstruktionsteil des Daches in den Innenraum hineinragen. Das Traggerippe besteht daher in erster Linie aus acht zweistieligen Eisenbetonbindern, die in je 3,965 m Achsabstand angeordnet sind. Dieselben sind mit Ausnahme der Giebelbinder als Zweigelenrahmen mit gebogenem Balken ausgebildet. Bei einer Stützweite von 13,25 m wechselt die Binderhöhe zwischen

12 m am Scheitel und 9 m am Kämpfer. Die Querschnittsabmessungen betragen am Scheitel 70/30, an den Ecken 110/30, am Fuß 55/30 cm<sup>2</sup>. Als Bewehrung sind je vier 30 mm starke Rundeisen

oben und unten eingelegt, während an den Ecken infolge des Übereinandergreifens der Eisen und der Anordnung von Zusatzstäben der Eisenquerschnitt um das zweifache verstärkt ist. Um

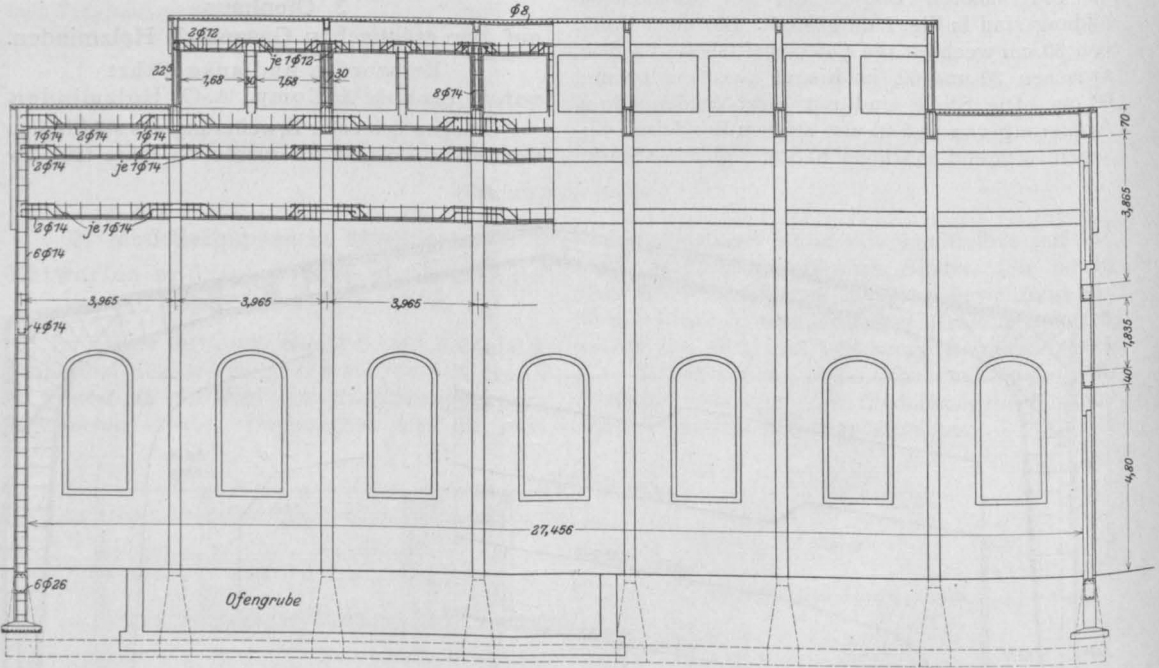


Fig. 8 a. Längenschnitt.

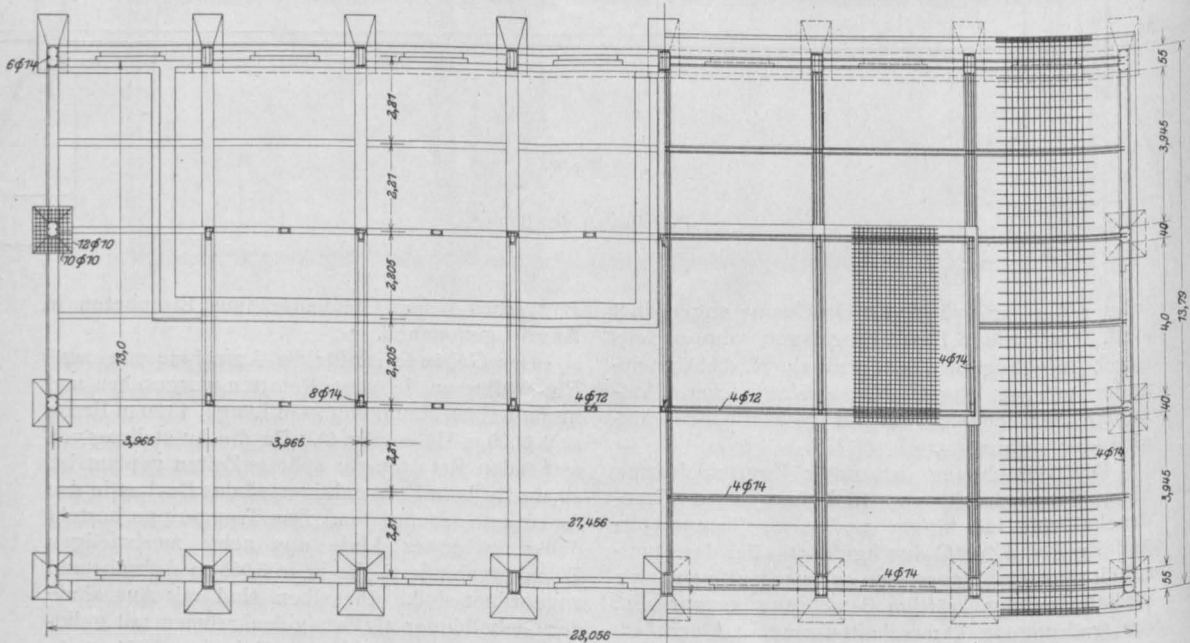


Fig. 8 b. Grundriß.

eine Auflagerung für eine dem Kohlentransport dienende Hängebahn zu schaffen, sind an die Binderstiele Eisenbetonkonsolen angeschlossen.

Die konstruktive Durchbildung einer den theoretischen Annahmen entsprechenden gelenkartigen Lagerung, auf deren praktische Ausgestaltung nicht immer genügende Sorgfalt verwendet wird, ist bei den Hauptbindern in einfacher und zweckmäßiger Weise erfolgt. Um die Berührungsflächen zwischen Binderfüßen und Fundamenten möglichst zu verringern, sind die ersteren auf einem Drittel der Breite zapfenförmig ausgerundet; außerdem sind in den Fugen 5 mm starke Bleiplatten eingelegt. Die Fundamente selbst sind für einen mittleren Bodendruck von 2 kg/cm<sup>2</sup> dimensioniert.

Die äußeren Giebelbinder bestehen aus Stützen, Balken und Riegeln, die fachwerkartig miteinander verbunden sind. Die Giebfelder sowie die Seitenwände des Ofenhauses sind mit 1 Stein starkem Ziegelmauerwerk ausgemauert.

Die Rahmen werden gegenseitig, teils durch zwischen den Binderfüßen gespannte Eisenbetonunterzüge, welche zugleich die Lasten der Seitenwände auf die Fundamente übertragen, teils durch die sechs Dachpfetten versteift.

Die Dachhaut des Hauptbaues ist für einen gleichmäßig verteilten Wind- und Schneedruck von 150 kg/m<sup>2</sup> berechnet. Sie ist in einer Stärke von 8 cm in Eisenbeton ausgeführt und stützt sich auf die in rund 2,30 m gegenseitiger Entfernung angeordneten Pfetten. Die Traufkante der Dachfläche ist als Rinne ausgebildet. Die Eindeckung besteht im übrigen aus einer doppelten Lage Dachpappe, die unmittelbar auf den Beton der Dachhaut aufgeklebt ist.

Über den Mittelteil des Gebäudes erhebt sich ein rund 20 m langer und 2,30 m hoher Dachaufbau, der zur Anbringung der Lüftungsjalousien dient. Er wird durch sechs Eisenbetonrahmen von 4,25 m Stützweite, welche an die Hauptbinder angeschlossen sind, getragen. Diese Rahmen sind

im Querschnitt durchweg 30/15 cm<sup>2</sup> stark und mit doppelter Bewehrung versehen. Um in Übereinstimmung mit der Rechnung eine gelenkartige Lagerung zu schaffen, greifen die Armierungs-

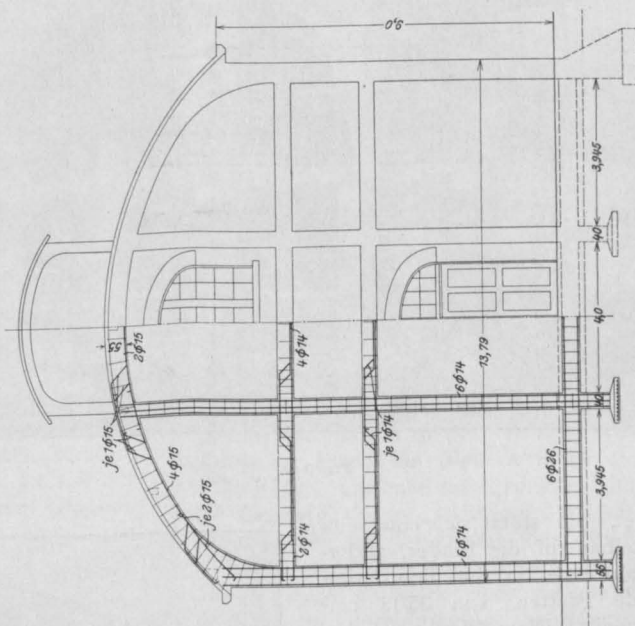


Fig. 8 d.  
Einzelheiten des Giebelbinders.

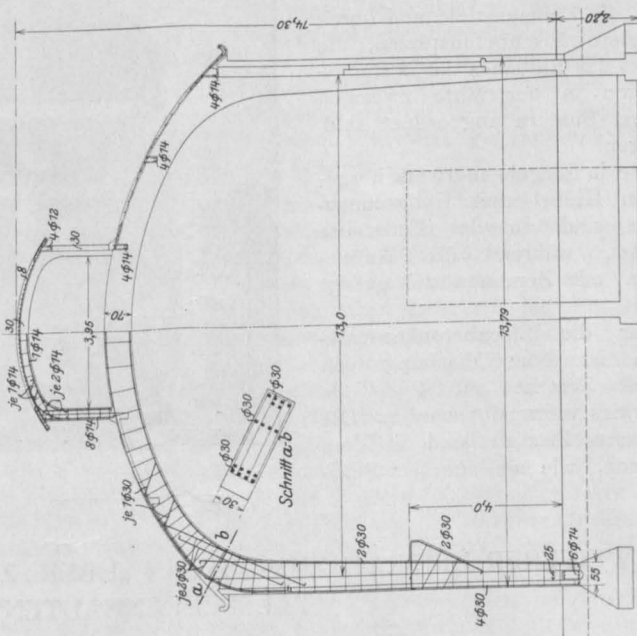


Fig. 8 c.  
Einzelheiten des Hauptbinders.

eisen der Rahmenstiele nicht in den Beton der Hauptbinder ein.

Die Dachhaut der Haube ist als kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte von 8 cm Stärke aus-

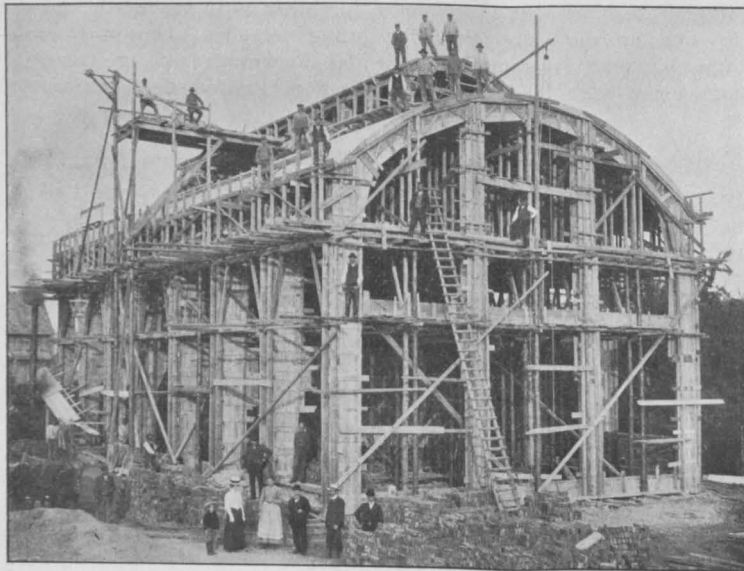


Fig. 9 a.

gebildet. Sie stützt sich einerseits unmittelbar auf die Binder, anderseits auf zwei in der Traufkante liegende Pfetten von  $35/15 \text{ cm}^2$  Querschnitt. Diese Pfetten werden durch die Rahmenstiele und durch besondere Eisenbetonstützen, die zwecks des Einbaues der Lüftungsjalousien in der Mitte zwischen je zwei Bindern angeordnet sind, getragen.

Die in Ziegelmauerwerk hergestellten Giebel und Umfassungswände sind an der Innenseite verputzt, während die Außenflächen mit Zementmörtel gefügt sind.

Für die Eisenbetonkonstruktionen ist eine Mischung von 1 Teil Zement auf  $4\frac{1}{2}$  Teile Weserkies verwendet worden. Die sichtbaren Flächen sind in dem Zustande, wie sie aus der Scha-

lung herauskamen, geblieben.

Die photographischen Aufnahmen in Fig. 9 zeigen das Traggerippe während der Einschalung und nach der Ausschalung. Sie lassen deutlich erkennen, wie ruhig und sicher die Binder in ihrer gedungenen Gestalt den freien Raum überspannen.

Die in diesem kurzen Bericht besprochenen Bauten geben ein anschauliches Bild der allgemeinen Anpassungsfähigkeit des Materiales. Mit den einfachsten Mitteln ist es gelungen, Konstruktionen zu schaffen, die ihrem Zweck vollkommen entsprechen und durch ihre rationelle Ausbildung alle Forderungen der Festigkeit und Wirtschaftlichkeit zugleich erfüllen.



Fig. 9 b.

## EIN WEITERER BEITRAG ZUM THEMA „ÜBER ZEMENT - KALKMÖRTEL BEI TALSPERRENBAUTEN“.

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach).

Herr Prof. Dr.-Ing. Rudolf Dyckerhoff in Amöneburg hat auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten einen Vortrag über den obigen

Gegenstand gehalten\*), als dessen Veranlassung er

\*) Siehe auch „Mitteilungen der Zentralstelle zur Förderung der Deutschen Portlandzement-Industrie“, Nr. 10/1913.



eine frühere Arbeit von mir mit dem gleichen Titel (vgl. „Armierter Beton“, Februarheft 1912, und Nr. 16 des „Zentralblattes der Bauverwaltung“ 1912) bezeichnet hat.

Die Dyckerhoff'schen Darlegungen sind nun derart, daß sie eine Richtigstellung herausfordern, obschon ich es lieber gesehen hätte, was auch einer früheren Verabredung mit Herrn Professor Dr. Dyckerhoff entsprach, daß wir uns in anderer Weise als wie in der breiten Öffentlichkeit über unsere gegenteiligen Ansichten auseinandergesetzt hätten. An sich hat ja der Vortrag nichts Neues gebracht. Denn was darin ausgeführt wurde, kann wohl nur als eine Wiederholung, wenn auch mit Ergänzungen der früheren Vorträge und Arbeiten der Herren Dr. Schumann und Regierungsbaumeister Troßbach gelten (vgl. die Protokolle der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten aus den Jahren 1908 und 1909, sowie den Artikel des Herrn Dr. Schumann, vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 6, 1910). Nach diesen Vorträgen und Arbeiten erschien mein vorerwähnter Aufsatz. Indes befand ich mich, wie jetzt feststeht, in zu gutem Glauben, als ich annahm, derselbe habe die Anhänger des Zementkalkmörtels bekehrt.

Um nun möglichst kurz zu dem Vortrage des Herrn Professor Dr. Dyckerhoff nochmals meine Stellungnahme in dieser so hochwichtigen Frage unserer neuzeitlichen Mörtel darzutun, sei zusammenfassend bemerkt, daß Herr Dyckerhoff unentwegt dem Zementkalkmörtel für Talsperrenbauten das Wort redet, während ich den Standpunkt verrete, daß Kalk zum Zementmörtel überhaupt, besonders aber bei Wasserbauten, ohne Nachteil für den Gesamterfolg nur mit einem entsprechenden Traßzusatz zuzulassen wäre. Eine solche Ansicht findet nicht nur in der wissenschaftlichen Erkenntnis der Materie ihre vollständigste Stütze, indem es unbestreitbar ist, daß schon im Zement allein überschüssiger, d. h. nicht an Silikate gebundener Kalk vorhanden ist, sondern auch die praktischen Erfahrungen lehren allenthalben, daß man mit einem Kalkzusatz zum Zementmörtel ohne Traß (und ich habe hier vorwiegend nur Talsperrenbauten im Auge) nicht gut operiert, wenn man mit wirklich objektiver Prüfung an die Frage herantritt. Eine Umfrage bei einer Reihe hervorragender Bauleiter und Hochschullehrer lieferte mir dafür mannigfache Beweise. In verschiedenen Fällen waren die Antworten direkt drastischer Art, indem man es heutzutage als vollkommen widersinnig bezeichnete, dem Zementmörtel Kalk zuzusetzen, um dadurch eine Dichtigkeit und auch eine Elastizität, wie es ein Talsperrenmörtel erfordert, zu erzielen, ohne daß man hierbei die Vorsicht gebrauchte, durch genügenden Traßzusatz den zugesetzten Kalk vollständig zu

aktivieren. Diese Auffassung ist eine durchaus zutreffende und deckt die Wirklichkeit. Die ersten Stauweiher in den Vogesen bei Alfeld\*) und Altenweiher\*\*) sind in den achtziger Jahren mit Zementkalkmörtel erbaut worden. Auch die Chemnitzer Talsperre bei Einsiedel\*\*\*) wurde bereits Anfang der neunziger Jahre in gleichem Mörtel fertiggestellt. Danach erst erfolgte die Erbauung des Stauweihers Lauchensee†), auch in den Vogesen, welcher bekanntlich mit vorzüglichstem Erfolge in reinem Traßkalkmörtel in der Mischung:

- 1 Raumteil Traß,
- 1 „ Weißkalkteig,
- 3 Raumteile Sand

ausgeführt wurde. Es entspricht hier durchaus der Wahrheit, wenn weiland Geheimrat Intze in einem Vortrage, den er im Verein zur Förderung des Gewerbeleißes 1893 gehalten hat, und auf den Herr Dyckerhoff besonders hinweist, die Äußerung tat, daß man bei den früheren Stauweihern im Elsaß die Mauern nicht dicht bekommen hätte, und man infolgedessen zum reinen Traßkalkmörtel übergegangen sei. Ich kann aber hier auch von der Bauleitung des Stauweihers Lauchensee noch besonders berichten, daß gerade bei diesem Bauwerk viele vergleichende Mörtelversuche voraufgingen, aus deren Ergebnissen der reine Traßkalkmörtel den Sieg davontrug, was gewiß die Entscheidung für reinen Traßkalkmörtel wesentlich unterstützt haben wird. Es ist mir daher eine Freude, den viel zu früh heimgegangenen Herrn Geheimrat Intze dem Dyckerhoff'schen Vorwurfe gegenüber in Schutz nehmen zu können.

Herr Professor Dr. Dyckerhoff führte dann als weitere Beweismittel für seinen Standpunkt die Gothaer Talsperre bei Tambach††) an, die gleichfalls wie die ersten Stauweiher in den Vogesen und die Chemnitzer Talsperre bei Einsiedel in Zementkalkmörtel erbaut wäre. Hierbei möchte ich Herrn Dyckerhoff an eine Schrift erinnern, die ihm wohl bekannt sein dürfte, und die seinerzeit von den Vereinigten Traßindustriellen des Nettales unter dem Titel: „Über Eigenschaften von Traßmörtelmischungen“ im Jahre 1901 erschien, und worin der strikteste Nachweis erbracht wurde, daß die Entschließung der Behörde für die Mörtelart bei der Gothaer Talsperre lediglich auf gänzlich falsche Vorversuche zurückzuführen war. So erharteten z. B. die Probekörper, abgesehen von unrichtigen Zusammensetzungen, an der trockenen Zimmerluft.

\*) 1883—1888.

\*\*) 1886—1888.

\*\*\*) 1890—1893.

†) 1891—1894.

††) 1903—1905.

Der Herr Vortragende führt schließlich noch Bilder vor, die beweisen sollten, daß man mit Zementkalkmörtel dichte und keine Ausblühungen zeigende Sperrmauern erbauen könnte. Ich muß gestehen, und dies war auch wohl der Eindruck von manchem Zuhörer des Vortrages, daß man aus den Bildern eigentlich das Gegenteil entnehmen mußte. Sie zeigen durchweg Sinterungen und insbesondere auch viele fleckige weiße Stellen. Allein das Vorhergesagte dürfte schon geeignet sein, dem Dyckerhoffschen Vortrage die Grundlage zu nehmen. Ich will mich aber, im Hinblick auf den hohen Ernst der Frage, noch weiter mit ihr beschäftigen, indem ich zunächst auch auf die Erfordernisse hinweise, die ein Talsperrenmörtel erfüllen muß. Hierbei habe ich naturgemäß nur die Talsperrenbauten in Deutschland und die der befreundeten Österreichisch-Ungarischen Monarchie im Auge. Die Bauten des übrigen Auslandes bleiben daher außer Betracht, auch deshalb, weil sie vielfach, und was besonders für Amerika gilt, nach ganz anderen statischen Grundsätzen erstellt werden. Unsere Deutsch-Österreichischen Talsperrenbauten aber zeigen sich in erster Linie als gewaltige Mauerwerkskörper von hoher Standicherheit. Durch die gekrümmte Form einer Staumauer nach unseren Grundsätzen wird die statische Sicherheit des einzelnen Bauwerkes noch besonders gestärkt. Dort also, wo massige Mauerwerke aufgeführt werden, muß je nach der Beschaffenheit des Untergrundes mit späteren Senkungen gerechnet werden. Daraus ergibt sich vorab die Notwendigkeit großer Elastizität für den Mörtel. Diese ist in der Art des Mörtels bedingt, besonders aber auch in der Art seines Abbindeprozesses. Eine solche Eigenschaft kann, und diese Behauptung stelle ich hier in aller Form auf, ein Zementmörtel und auch ein Zementkalkmörtel, weil beide zu schnell erhärten und wegen ihrer Sprödigkeit nicht erfüllen. Erhöbe man hier den Einwand, daß man ja einen Mörtel wählen könnte mit höherem Sandzusatz, so ist solcher durch die notwendige Dichte sofort auszuschließen. Es spricht aber auch noch ein anderer Umstand mit, der von größter Wichtigkeit ist für die geforderte langsame Erhärtungsart eines Talsperrenmörtels. Beobachtet man z. B. auf einer Talsperrenbaustelle, besonders wenn die Mauer erst im Entstehen begriffen ist, die vielfachen Vorrichtungen auf der Mauer zwecks Heranschaffung der Stein- und Mörtelmaterialien, dann sieht auch der Laie, welchen Gefahren das Mauerwerk ausgesetzt ist, wenn es in einem Mörtel verlegt würde, der eine zu schnelle Erhärtungsenergie zeigt. Je langsamer deshalb hier ein Mörtel erhärtet, ohne dabei eine bestimmte Anfangserhärtung für die Sicherheit des Baues außeracht zu lassen, um so vorteilhafter wird dies für das Mauerwerk sein. In der langsamen Erhärtung liegt aber auch

noch eine andere Garantie, nämlich die längere Festhaltung von Feuchtigkeit zum Versteinungsprozesse des Mörtels. Daß die Plastizität dann ferner von großer Wichtigkeit ist, denn diese ist es, die den Wasservorrat zuläßt, soll nicht unerwähnt bleiben. Betrachten wir nun einen Zementmörtel oder einen Zementkalkmörtel, so kann man auch bei aller Anerkennung des sonst so hervorragenden Mörtelbildners diese Mörtelarten beim Talsperrenbau nicht für geeignet halten. Ich nannte hier auch den Zementkalkmörtel, weil die von Herrn Dyckerhoff dabei erhoffte Dichtigkeit in der Tat nicht vorhanden ist. Es sei mir aber erlaubt, darauf hier noch näher zurückzukommen. Junger Zementmörtel widersteht bekanntlich dem Wasserdruk nicht, d. h. er kann seine vorzüglichen Eigenschaften als Mörtelbildner nicht äußern, sofern er in seinem Erhärtungsprozesse gestört wird, derart, daß die aktiven Teilchen schwebend bleiben, anstatt sich einander zu nähern. Dies ist eine Tatsache, die von niemandem bestritten werden kann. Erklärbar ist die Erscheinung, da der Zement vorwiegend aus einer kristallinischen Masse besteht, nämlich seinem Kalkgehalt. Kristallinische Massen aber vermögen der Wirkung der Osmose, wie es das Gesetz der Physik besagt, keinen Widerstand entgegenzusetzen. Nun glaubt Herr Professor Dr. Dyckerhoff, er könne dieses Übel heben, indem er durch Kalkzusatz den Zementmörtel zuerst dichtete und dann plastisch mache. Leider muß dabei die Wirkung eine verfehlte sein, denn der zugesetzte Kalk ist auch wieder ein Körper kristallinischer Art, und er unterliegt also ebenso dem Einflusse des osmotischen Druckes wie im ersten Falle. Hinzu tritt sogar, daß im Zemente selbst gar keine Energie vorhanden ist, um den zugesetzten Kalk einer Versteinung entgegenzuführen. Im günstigsten Falle werden deshalb die Kalkpartikelchen nur mit einem Häutchen aktiven Zementes umhüllt und bleiben so als unausgebildete Teilchen im Mörtel liegen. Auch eine längere Erhärtungszeit ändert an diesem Bilde nichts, wie umfangreiche Versuche zeigen, die ich gerade in dieser Richtung durch mikroskopische Untersuchungen an Dünnschliffen erhärteter Mörtel anstellte. Ich sagte vorhin im günstigsten Falle. In den meisten Fällen aber wird der Kalk, weil nicht der Einwirkung der Osmose widerstehend, ausgelaugt und zeigt dann die bekannten Auswaschungen bzw. Sinterungen; auch kann er dann leicht an sich aktive Zementteilchen mit fortführen. Wenn hier Herr Dyckerhoff entgegenhalten sollte, daß solche Sinterungen auch bei Talsperren in reinem Traßkalkmörtel aufgetreten seien, so kann ich ihm darauf antworten, daß dies nur dann möglich war, wenn entweder ein ungenügender Traßzusatz genommen wurde oder wenn man den Traß in ungenügender Feinheit anwendete, wie dies in

so deutlicher Weise bei der Belgischen Talsperre an der Gileppe\*) zum Vorschein gekommen ist. Dort wurden z. B. auf nur 1 Teil Traß 5 Teile Löschkalk verwendet. Diese Auswaschungen bzw. Kalksinterungen schaden aber, im Gegensatz zum Zementkalkmörtel, einem Bauwerke durchaus nichts, denn sie dauern nur so lange, als der Überschuß des Kalkes nicht in die unlösliche Form als kieselsaures Salz (Kalzium-Silikat =  $\text{Ca Si O}_3$ ) übergeführt ist. Denn daß der Traßkalkmörtel in allerwirksamster Weise dem osmotischen Drucke gegenüber widersteht, dies ist sehr leicht erklärbar und damit zu beweisen, daß der Traß vorwiegend nur als ein Kolloid anzusprechen ist und nur ganz geringe Mengen kristallinischer Zusätze, d. s. seine Alkalien, besitzt. Der höchste Prozentsatz derselben beträgt kaum mehr wie 10%. Geheimrat Intze war deshalb nach sehr gründlichen Studien und vor allem nach ausgedehnten Prüfungen auf der Baustelle auf einem durchaus richtigen Wege, wenn er, in Anbetracht der Vorzüge des Traßkalkmörtels zum Talsperrenbau, insbesondere wegen seiner unübertrefflichen Dichte, neben seiner langsamen Erhärtung und besonders auch unschädlichen längeren Aufbewahrungsfähigkeit vor seiner Verwendung, nur diesen für die beste Mörtelart erklärte, und einer solchen Autorität gegenüber sollte sich auch Herr Dyckerhoff beugen. Herr Geheimrat Intze war es aber auch wieder, der keineswegs den Traßkalkmörtel allein für den Talsperrenbau krönte, sondern er war sich wohl bewußt, daß man in manchen Fällen, weil der Traß eben nur auf einem relativ kleinen und bestimmten Gebiete (Vordereifel) in Deutschland vorkommt, Zugeständnisse machen müsse, weil sich sonst für das eine oder andere Bauwerk der Mörtel als reiner Traßkalkmörtel durch die größere Entfernung von der Baustelle zu teuer stelle und man deshalb seinen Zusatz auf das notwendige Minimum beschränken müsse. Deshalb fand er bei den ersten Schlesischen Talsperrenbauten (bei Marklissa am Queiß und bei Mauer am Bober) eine sehr geschickte Vereinigung beider Mörtelarten, indem er einen Zementmörtel, bestehend aus einer Mischung 1:3 und den bekannten Talsperrentraßmörtel in der Mischung

- 1½ Raumteile Traß,
- 1 Raumteil Fettkalkteig,
- 1¾ Raumteile Sand

zu gleichen Teilen zur Anwendung empfahl. Die Erfahrungen mit diesem zusammengesetzten Zementtraßmörtel erwähnt er bereits in seiner Schrift vom Jahre 1904, welche er für die Weltausstellung in St. Louis verfaßte, und die über Talsperren in Rheinland und Westfalen, Schlesien

und Böhmen handelt, und in der es auf Seite 26 dem Wortlaute nach heißt:

„Die Mischung von Zement- und Traßmörtel zeigt immer noch zum großen Teil die vorteilhaften elastischen Eigenschaften des Traßmörtels, während die Dichtigkeit desselben und auch die Festigkeit größer sind als bei Anwendung reinen Zementmörtels.“

Diesem günstigen Urteil sind der bekannte Talsperrenbauleiter in Schlesien, Herr Königl. Baurat Bachmann, und ferner die hohen Behörden des Kgl. Sächsischen Staates sowie der Böhmisches Landesverwaltung in Prag, die Stadt Chemnitz und andere mit anerkennenswertester Überzeugung beigetreten, indem diese verschiedenen Stellen sämtlich einen Talsperrenmörtel anwendeten bzw. zurzeit anwenden, der einen wesentlichen Traßzusatz zum Kalk beim Zement aufweist.

Herr Dyckerhoff hat es auch noch für gut gefunden, bei den durch Intze erbauten mit Traßkalkmörtel ausgeführten Staumauern darauf hinzuweisen, daß bei diesen zur Sicherung ihrer Wasserdichtigkeit ganz umfangreiche Vorsichtsmaßregeln, so durch Zementputz und zweimaligen Goudronanstrich, getroffen wurden. Mit dieser Behauptung irt aber Herr Dyckerhoff, denn erstens besteht der besondere Verputz nach Intze nicht aus reinem Zementmörtel, sondern aus einem zusammengesetzten Zementtraßmörtel, und zweitens sind derartige besondere Vorkehrungen bei dem so wichtigen Talsperrenbau nur gutzuheißen und natürlich auch bei Zementkalkmörtel üblich, und zwar dort erst recht. Bei den älteren Vogesperrn kannte man einen solchen Schutz überhaupt noch nicht, und nur deshalb unterblieb solcher dort. Es ist eben ein zwingender Gedanke, daß eine Talsperre ein Bauwerk ist mit den höchsten Anforderungen technischer Art, bei den nicht nur im Falle des Mißlingens hohe wirtschaftliche Gefahren in Frage kommen, sondern was noch mehr in die Wagschale fällt, daß bei dem Durchbrüche einer Staumauer Tausende blühender Menschenleben — und hier denke ich an die wiederholten Vorfälle bei unseren amerikanischen Vetter — auf dem Spiele stehen und durch ein katastrophales Ereignis im Augenblicke vernichtet werden könnten. Deshalb kann ich nur immer wieder hervorheben, daß hier weder Sparsamkeit noch Kurzsichtigkeit einen Platz haben dürfen, und daß bei jeder Talsperre der Hauptgedanke nur der sein kann, daß das Beste gerade gut genug ist, und zudem ist es dann auch in der Tat das Billigste.

Wenn ich es hier also unternommen habe, Herrn Prof. Dr. Dyckerhoff auf seinen letzten Vortrag zu antworten, so gebe ich mich dabei der angenehmen Hoffnung hin, daß es meine letzte Ent-

\*) 1867—1875.

gegnung zu dem vorliegenden Thema zu sein braucht, indem ich auch von Herrn Dyckerhoff erwarte, daß er in der Zukunft nicht mehr gegen eine Sache ficht, die wirklich nach dem heutigen Stande der Wissenschaft, unterstützt durch prakti-

sche Erprobungen, unanfechtbar ist. Andernfalls müßte ich ihm eine Antwort schuldig bleiben, indem ich mich auf den alten Leitsatz beriefe:

„Contra principia negantem disputari non potest!“

## RUNDERLASS,

### betreffend die Verwendung von Eisenportlandzement zu Eisenbetonbauten des Hochbaues.

Berlin, den 26. März 1913.

Die (Tit.) ermächtigte ich, bis auf weiteres die Verwendung von Eisenportlandzement zur Herstellung von Eisenbetonbauwerken des Hochbaues in einzelnen Fällen und auf jedesmaligen besonderen Antrag unter folgenden Bedingungen zuzulassen:

1. Die Eisenbetonbauteile sind durchweg gegen Zutritt von Luft- oder Bodenfeuchtigkeit zu schützen.
2. In den Decken, Balken und Stützen sind in Abständen von höchstens 25 m Dehnungsfugen anzubringen.

3. Befriedigende Lufterhärtung des Zements ist durch mehrfach zu wiederholende Proben nachzuweisen.

Im übrigen sind bezüglich der Beschaffenheit und Prüfung des Zements die durch Erlaß vom 16. März 1910 (III. 295. A. B. I. D. 4208) mitgeteilten Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement\*) maßgebend.

Ich ersuche, den beteiligten Behörden und Beamten, soweit es erforderlich erscheint, hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage:

Hinckeldeyn.

III. B. 8. 191. B. II. — I. D. 5700.

## NEUE VORSCHRIFTEN DES KGL. POLIZEIPRÄSIDIUMS IN BERLIN.

546 III GR.

19. III. 13.

### A. Eingespannte Stufen

aus Kunststeinen, deren Tragfähigkeit unter der Voraussetzung der festen Einspannung erprobt und demgemäß genehmigt worden ist, dürfen im allgemeinen nur mit dem Fortschreiten des Treppenhauses eingebaut, aber nicht nachträglich eingefügt werden, da das nachträgliche Einfügen eine feste Einspannung nicht gewährleistet.

Wenn dagegen in allen Podesthöhen die Podestträger oder Podestplatten, auf die sich je ein Lauf stützt, mit wachsendem Bauordnungsmäßig eingespannt werden, dann können auch die Stufen des Treppenlaufes nachträglich eingelassen werden, wobei ein sorgfältiges Auszwicken und Ausstampfen nach Möglichkeit erfolgen muß. Die Podestträger sind für die Belastung des darauf ruhenden Treppenlaufes zu berechnen, wobei angenommen wird, daß die eine Hälfte des Laufes von der Wand aufgenommen wird, während die andere Hälfte den Träger belastet.

B. Wenn Treppenläufe aus ansteigenden Steineisendecken gebildet werden, so müssen die

dazu gehörigen Podeste durch Träger unterstützt werden.

Es ist also nicht zulässig, geknickte Läufe, welche teils Treppe, teils Podest bilden, als Steineisendecke zu konstruieren. Dagegen bestehen bei ihrer Ausführung in Eisenbeton keine Bedenken, wenn die Knickstellen durch Bügel und doppelte Eiseneinlagen genügend gesichert sind.

I. V.:

gez. Feigell.

547 III GR.

19. III. 13.

A. Eisenbetonkonstruktionen, deren Festigkeit mehr oder weniger auf der Wirksamkeit ihrer Einspannung im Mauerwerk beruht, z. B. Konsole, eingespannte Treppen, eingespannte Decken, sind nur dann zulässig, wenn der einspannende Bauteil mit dem Mauerwerk, das die Einspannung erzielen soll, zugleich hergestellt wird.

Beton läßt sich in eine im Mauerwerk aus-

\*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 189.



gesparte oder nachträglich ausgehauene Öffnung in der Regel nicht so fest hineinstampfen, daß ein vollkommen einwandfreies Festlegen der nachträglich eingebrachten Konstruktion erzielt werden kann, wie es bei Benutzung von anfänglich festen Baumaterialien wie Eisen, Stein, Kunststein im allgemeinen möglich ist.

B. Die Übertragung der für Steineisendecken geltenden Regeln auf „Steineisenmauerwerk“, d. h. auf gewöhnliches Mauerwerk, das durch Einlegen von Eisenstäben biegezugfest gemacht werden soll, ist bei wichtigen Konstruktionsgliedern wie Umfassungswänden, Unterzügen und Stützen, unzulässig. Die konstruktiven Voraussetzungen, die bei Steineisendecken zutreffen, wie gutes Material in bezug auf den Mörtel wie auch auf den Stein, einwandfreie Einbettung der Eisen, sichere Verbindung zwischen Zug- und Druckgurt und Vollfugigkeit können bei gewöhnlichem Mauerwerk nicht ohne weiteres angenommen werden.

I. V.  
gez. Feigell.

545 III GR.

19. III. 13.

Nach § 20 Ziffer 5 der Baupolizeiordnung vom 15. August 1907 müssen gemauerte Schornsteine an der Nachbargrenze eine Wangenstärke von mindestens 25 cm erhalten.

Da bei Ausführung der Brandmauern in Beton oder Eisenbeton (Auflösung in Eisenbetonstützen und Riegel mit dazwischenliegenden gemauerten Gefachen) Zweifel entstanden sind, wie dieser Vorschrift zu genügen ist, so soll folgende Regelung Platz greifen.

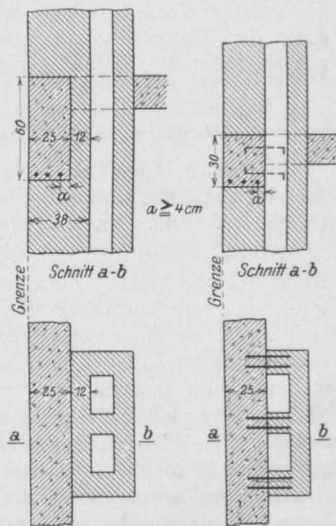
1. Konstruktionsteile aus Beton oder Eisenbeton als Abschluß der Rauchrohre gegen die Nachbargrenze sind in 25 cm Stärke dem 25 cm starken Mauerwerk gleichzustellen, wenn

die Eiseneinlagen gegen schädliche Einwirkungen der vorbeistreichenden Feuergase an allen Stellen durch eine Betonumhüllung von mindestens 4 cm geschützt sind.

2. Ein bloßes Anlehnen eines auf einer Seite offenen gemauerten Schornsteinkastens gegen Wände oder Konstruktionsteile aus Eisenbeton von größerer Höhe ist unzulässig, weil wegen der entstehenden langen vertikalen Stoßfugen leicht Abtrennungen des Schornsteinkastens von der Brandmauer besonders durch den Druck der heißen Feuergase entstehen können.

Aus diesem Grunde müssen zur Vermeidung solcher bedenklichen Fugen die Rauchrohre gegen die Betonwand oder Eisenbetonriegel entweder eine Wange von mindestens 12 cm Stärke erhalten, oder es muß der ganze Schornsteinkasten aus Beton hergestellt werden (vgl. beistehende Skizze).

Die Anlehnung des Schornsteinkastens an Riegel aus Eisenbeton von mäßiger Höhe ohne dazwischenliegende gemauerte Wange ist nur dann zulässig, wenn noch eine besondere Verbindung als Sicherung gegen Lostrennen erfolgt, und die senkrechten Anschlußfugen gut mit Zementmörtel geschlossen werden (vgl. die nebenstehende Figur).



## LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Indurimento dei prodotti in cemento mediante il vapore. Mitteilungen über den Einfluß von gespannten Wasserdämpfen auf schnelles Erhärten von Beton, namentlich von Betonziegeln. Beschreibung von Fabrikanlagen der Enamel Concrete Brick Company in den Ver-

einigten Staaten und in Kanada zur Erzeugung von mit Dampf zu schneller Erhärtung gebrachten Betonsteinen. Il cemento 1913. Nr. 4.

Was wir in Amerika sahen. Von M. Ehrhardt. In der Beschreibung dieser Studienreise werden auch die Einrichtungen einer ganzen Anzahl amerikanischer Portland-Zement-Fabriken geschildert. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 31.

Un record de production d'un mélangeur. Beim Bau einer amerikanischen Betonstraße leistete die Betonmischmaschine stündlich 15 cbm fertigen Beton, was für den Bau der Straße einen täglichen Fortschritt von 200 m ermöglichte. *Le ciment* 1912. Nr. 11.

Der Epilor. Es wird mit Abbildungen eine automatische Vorrichtung zum Verpacken von Zement in Säcke oder Fässer beschrieben, deren besonderer Vorteil in der wirksamen Verhinderung der lästigen Staubeentwicklung beim Verpacken besteht. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 29.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Procédé Lievin du poids spécifique du ciment. Kurze Beschreibung des Verfahrens. *Le ciment*. 1913. Nr. 2.

Eisenbeton und Elektrizität. Von Ing. Ernst Schick, Wien. Zusammenstellung der Ergebnisse amerikanischer Forschungen. Untersuchungen an Eisenbetongebäuden zeigten, daß feuchter Beton elektrolytische Zerstörungen sehr fördert, wenn die Armierung zum Stromleiter wird und daß vor allem Beimischungen von Salz und anderen Chloriden im Beton einen äußerst schädlichen Einfluß ausüben. Für eine gute Isolierung von elektrischen Leitungen als auch Rohrleitungen ist Sorge zu tragen. *Beton und Eisen*. 1913. Nr. 6.

De l'accroissement progressif de résistance des mortiers de ciment. In einem Aufsatz des „Concrete-Cement-Age“ spricht sich der Chemiker N. E. Candlot dagegen aus, daß die Vorschriften für die Zementprüfung eine bestimmte Festigkeitszunahme während der Erhärtungszeit vom 7. bis zum 28. Tage verlangen. *Le ciment*. 1912. Nr. 11.

L'action de la vapeur à haute pression sur le ciment Portland. Die von Amerikanern angestellten Versuche über den Einfluß hochgespannten Dampfes auf abbindenden Zement ergaben vollkommen entgegengesetzte Resultate, ohne bis jetzt eine genaue Erklärung dafür zu haben. *Le Génie Civil*. 1912. Nr. 19.

Adsorption und Raumänderungen des Portlandzementes. Nach einem Vortrage des K. techn. Rates L. Jessec von Dr. Knothe. Von den drei Ursachen, welche Raumänderungen des Zementes und Zementmörtels herbeiführen, nämlich die Änderung der Temperatur, die chemischen Vorgänge bei der Erhärtung des Zementes wird besonders die dritte Ursache, die Raumänderung, welche vollkommen erhärteter Zement bei abwechselnder Nässung und Austrocknung zeigt, in dem Aufsatz eingehend behandelt, worauf der Amerikaner White auf Grund von umfangreichen Versuchen zuerst hingewiesen hatte. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 40.

Abbruch der Strompfeiler der ehemaligen Eisenbahn-Gitterbrücke zwischen Köln und Deutz. Die bei Sprengung der Pfeiler erhaltenen Bruchstücke des Ziegelmauerwerkes lassen die außerordentliche Güte des verwandten Kalk-Traß-Mörtels erkennen, so daß es als durch die Erfahrung erwiesen anzusehen ist, daß der Traßmörtel eine im Laufe der Zeit stets fortschreitende Festigkeit erhält. *Zentralbl. d. Bauverw.* 1913. Nr. 25.

Les effets de l'électricité sur le béton armé. Beschreibung der an der Technischen Hochschule zu Darmstadt angestellten Versuche mit armierten Betonwürfeln von 30 cm Seitenlänge, die den verschiedensten Einwirkungen des elektrischen Stromes ausgesetzt wurden. In gleicher Weise werden die an der Universität Vermont (Vereinigte Staaten) unternommenen Forschungen beschrieben. Die Ergebnisse sind dahin zusammengefaßt, daß bei starken Strömen eine Zerstörung durch die Ausdehnung der Eisen, hervorgerufen durch die Erwärmung derselben, stattfinden kann. Unter dem Einfluß von elektrolytischen Wirkungen zeigt sich bei andauerndem Strom eine allmähliche Zerstörung des Betons. Vagabundierende Ströme sind als ungefährlich anzusehen, solange der Beton trocken ist. *Le Génie Civil*. 1912. Nr. 20.

Die Eigenschaften von Portlandzementen und anderen Zementen. Von H. Burchartz. Zusammenstellung der Ergebnisse der im Betriebsjahre 1911 nach den Normen oder mindestens auf Raumbeständigkeit und Festigkeit ausgeführten Zementprüfungen. Mitteil. aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde. 1912. Heft 8.

Bericht der von der „Zuiderzee-Vereinigung“ ernannten „Eisenbeton-Kommission“. Der Bericht behandelt die Frage des Verhaltens von Eisenbeton im Seewasser. Nach Erörterung der Versuche und Erfahrungen im Auslande werden die Erfahrungen, die man in den Niederlanden gesammelt hat, niedergelegt. Der Entwurf für den großen Abschlußdamm des Zuiderzee wird kurz besprochen. *Beton und Eisen*. 1913. Nr. 4.

## 3. Wirtschaftliches.

Die Abbruchkosten von Eisenbetonbauten. Von Ing. Ernst Schick, Wien. Entgegnung auf die von Interessenten des Eisenbaues in der Literatur angeführten Beispiele über die hohen Kosten beim Abbruch von Eisenbetonbauwerken. *Beton und Eisen*. 1913. Nr. 4.

Von der 36. Generalversammlung des „Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten zu Berlin 1913. Ausführliche Mit-

teilungen über die auf der diesjährigen Tagung erstatteten Berichte und gehaltenen Vorträge. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 5, 6, 7.

Keeping Concrete Costs. Ein Verfahren zur Ermittlung der Konstruktionskosten während des Baufortganges wird angegeben. Eng. Record. 1913. Vol. 67, Nr. 1.

## II. Theorie.

Die Tragfähigkeit umschnürter Säulen. Von Dr. Fritz von Emperger, Wien. Zur Ergänzung der Versuche mit umschnürten Säulen des Deutschen und Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses werden die entsprechenden Versuche von Prof. Dr. Mörsch und Dr. Kleinlogel und diejenigen der französischen Kommission angeführt. Als bemerkenswertestes Ergebnis entnimmt Verfasser diesen Versuchen, daß bei quadratischen Säulen die Umschnürung vollkommen wirkungslos bleibt, hingegen bei runden um so deutlicher zur Geltung kommt. Beton und Eisen. 1913. Nr. 3.

Die Biegungsspannungen in überlappenden Kesselnieltnähten. Von Dr.-Ing. E. Daiber in Kiel. Es wird berichtet, welche Biegungsspannungen in überlappenden Nietnähten bei Versuchen an 8 ausgeführten Kesseln ermittelt wurden. Die Ergebnisse sind in Zahlentafeln zusammengestellt. Sodann wird gezeigt, wie die Biegungsspannungen berechnet werden können, und wovon ihre Größe hauptsächlich abhängt. Zeitschr. d. V. D. I. 1913. Nr. 11.

Calcul des hourdis en béton armé. Berechnung rechteckiger Eisenbetonplatten. Ann. des ponts et chaussées. 1912. Nr. 6.

Berechnung der Durchbiegungen kontinuierlicher Balkenträger. Von M. Gombos, Kgl. Oberingenieur, Budapest. Angabe eines rechnerischen Verfahrens zur Ermittlung der Einsenkungen einzelner Punkte, wie sie in der Regel bei Belastungsproben nur erforderlich sind. Beton und Eisen. 1913. Nr. 3.

Contributo al calcolo pratico delle piastre appoggiate sul contorno. Beitrag zur Berechnung ringsum aufliegender Platten von Ing. A. Danusso. Die im Jahrgang 1911 in der Zeitschrift „Il cemento“ enthaltenen Abhandlungen über die Berechnung rechteckiger und dreieckiger ringsum aufliegender Platten werden ergänzt durch die Untersuchung der Lastverteilung innerhalb der die Platten ringsum stützenden Balken. Betrachtet werden quadratische Platten und Rechtecke, bei denen die kleine Seite zur großen sich verhält wie  $1:\sqrt{2}$  und wie  $1:2$ . Die Untersuchung erstreckt sich auf Platten, die eine gleichförmig verteilte Last, und auf solche, die eine Einzellast in der Mitte aufnehmen. Il cemento. 1912. Nr. 23.

In einem Aufsatz: Berechnung der gekreuzt bewehrten Eisenbetonplatten und deren Aufnahme-träger gibt Dipl.-Ing. Hugo von Bronneck, Wien, einen Überblick über die vorerwähnte Rechnungsmethode. Beton und Eisen. 1913. Nr. 2.

Tabellen zur Berechnung kontinuierlicher Träger. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zahlentafeln zur Ermittlung der Momente für Träger auf drei und vier Stützen. Der Brückenbau. 1913. Nr. 5.

Détermination de la fibre neutre d'une section circulaire en ciment armé. Von N. de Tedesco. Angabe eines Verfahrens für Voll- und Ringquerschnitte. Le ciment armé. 1913. Nr. 2.

Bogenträger von verschwindendem Krümmungshalbmesser im Scheitel und unendlich großem Krümmungshalbmesser am Kämpfer. Von Baurat Adolf Francke (Alfeld a. d. Leine). Verfasser bringt in diesem Aufsatz eine Erweiterung seiner früher erschienenen Abhandlungen über denselben Stoff. Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen 1913. Nr. 2.

Das System Vierendeel im Eisenbetonbau. Von Prof. Dr.-Ing. Mörsch in Neustadt a. d. Hardt. Verfasser tritt der vielfach geäußerten Anschauung, daß der Eisenbeton das geeignetste Baumaterial für das System Vierendeel sei, entgegen und zeigt an einer Reihe ausgeführter Beispiele die Mängel der Armierung, die sich in schrägen Rissen durch Pfosten und Gurtungen zu erkennen gaben. Begründet sind diese Risse durch die infolge der Schubspannungen hervorgerufenen schiefen Zugspannungen. Ihre Aufnahme durch abgebogene Eisen in Verbindung mit Bügeln begegnet aber Schwierigkeiten in der praktischen Ausführung. Der Brückenbau 1913. Nr. 4.

Der Balken aus verschiedenen Baustoffen. Von W. L. Andree, Duisburg. Berechnung zur Ermittlung der Beanspruchung, erläutert an Zahlenbeispielen. Der Brückenbau 1913. Nr. 4.

Il calcestruzzo armato e gli sforzi di torsione. Untersuchungen über die Verdrehungsfestigkeit des armierten Betons. Il cemento 1913. Nr. 1 u. 2.

Beitrag zur Berechnung steifer Rahmenkonstruktionen. Von Ing. A. Franke, Düsseldorf. Ableitung von Formeln für einstielige Rahmenkonstruktionen. Beton u. Eisen 1913. Nr. 4.

Zur Bemessung doppeltbewehrter Eisenbetonplatten und Eisenbetonbalken. Von Regierungsbaumeister Schack (Leipzig). Wird bei doppeltbewehrten Eisenbetonplatten oder Eisenbetonbalken bei gegebenem Bewehrungsverhältnis und bei gegebener Spannung die Platten- oder Balkenstärke gesucht, so muß eine umständliche

kubische Gleichung aufgelöst werden, was gewöhnlich durch Versuchsrechnungen geschieht. Verfasser entwickelt ein Verfahren, das mit der mathematischen Genauigkeit noch die größtmögliche Einfachheit verbindet, indem er die Bemessung doppeltbewehrter Platten und Balken auf die geltenden Grundgleichungen für einfache Bewehrung zurückführt. Zeitschr. f. Architektur- u. Ingenieurwesen. 1913. Nr. 2.

Zweigelenkrahmen mit aufgelagerten Kragarmen. Von Wilh. Melzer. Verfasser berichtet die in Beton u. Eisen 1912, Heft VIII gegebenen Ausführungen von Dr.-Ing. P. Müller. Beton u. Eisen 1913. Nr. 1.

Balken mit umschnürtem Druckgurt. Von Ing. Martin Preuß, Königl. Oberlehrer, Breslau. Ermittlung von Formeln für das Entwerfen unter Zugrundelegung der preuß. Bestimmungen vom 9. Febr. 1912. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Weitere Versuche mit umschnürten Gußeisen. Von Dr.-Ing. Fr. von Emperger, Wien. Im Anschluß an die früheren Forschungen dienen die vorliegenden Versuche zur Bestimmung der zugeordneten zulässigen Lasten. Die Betonummantelung des Gußeisens hat den Zweck, die Knickgefahr durch Vergrößerung des Trägheitsradius herabzumindern, wobei der Umschnürung die Aufgabe zufällt, ein Absprengen der Betonschale bis zum Bruch zu verhindern und damit das Gußeisen zu versteifen. Die Versuche finden eine eingehende Beschreibung. Beton u. Eisen 1913. Nr. 2. Le ciment armé 1913. Nr. 2.

Untersuchungen über den Einfluß der Köpfe auf die Formänderungen und Festigkeit von Eisenbetonsäulen. Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, die zum Ergebnis hatten, daß bei Abständen der Längseisen von 2 und 5 mm sich die größten Bruchfestigkeiten zeigten. Säulen mit Köpfen ergaben eine um 10% geringere Festigkeit. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 22.

Eine unfreiwillige Brandprobe. Bericht über einen Brand in einem Wiener Werkstättengebäude, bei welchem sich die Eisenbetondeckenkonstruktion in hervorragender Weise bewährt hat. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3. — In Nr. 6 derselben Zeitschrift findet sich hierzu eine kritische Betrachtung von Dipl.-Ing. Fischmann zugunsten der Eisenkonstruktionen.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Runderlaß, betreffend die Verwendung von Eisen-Portlandzement zu Eisenbetonbauten des Hochbaues. Vom 26. März 1913.

Die Verwendung von Eisen-Portlandzement im Hochbau wird auf den jeweiligen Antrag hin bedingungsweise zugelassen. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 27.

Runderlaß, betreffend die Gewichte ebener Decken aus Hohlsteinen. Ministerialerlaß vom 14. Januar 1913. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3.

Verfügungen des Berliner Polizeipräsidenten Abt. III zur Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen vom 19. März 1913. Konstruktionen, deren Festigkeit mehr oder weniger auf der Wirksamkeit ihrer Einspannung im Mauerwerk beruht, sind gleichzeitig mit dem Mauerwerk auszuführen. Kunststeinstufen sind in gleicher Weise mit dem Fortschreiten des Treppenhauses einzubauen. Podeste bei Treppenläufen aus ansteigenden Steineisendecken sind durch Träger zu unterstützen. Ferner Bestimmungen für Schornsteine. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 7.

Unfallverhütungsvorschriften für Eisenbetonbau. Von B. Löser, in Fa. Kell & Löser, Dresden. Besprechung eines diesbezüglichen Vorschlages des Reichsversicherungsamtes, der nach Ansicht des Verfassers den Anforderungen der Praxis nicht gerecht wird. Beton u. Eisen 1913. Nr. 2.

Die „rahmenartigen Tragwerke“ nach der neuen österreichischen Ministerialvorschrift. Von Karl Valek, Prag. Die in der diesbezüglichen Vorschrift angeführte Berechnungsweise gibt nach Ansicht des Verfassers nicht den tatsächlichen Verhältnissen entsprechende Beanspruchungen, wie an angeführten Beispielen gezeigt wird. Ein graphisches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmen wird erläutert. Beton u. Eisen 1913. Nr. 1 u. 2.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Fritz, Edler von Emperger. Lebensbeschreibung. Le ciment 1913. Nr. 1.

Warum enttäuschen Eisenbetonbauten? Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Indem Verfasser die Gründe näher untersucht, die besonders in Wien zu dem dort herrschenden Vorurteil gegen den Eisenbeton bestehen, gibt er zugleich die Mittel und Wege an, um die Eisenbetonbauweise in Wien mehr einzuführen. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 32.

Die Vorzüge des Eisenbetons nach neueren Untersuchungen. Von Professor Dr. Rohland in Stuttgart. Verfasser faßt die Vorzüge des Eisenbetons gegenüber den übrigen Baustoffen wie folgt zusammen:



1. das Eisen im Beton bleibt blank,
2. angerostetes Eisen wird im Beton entrostet,
3. die Ausdehnungskoeffizienten des Eisens und Betons sind nahezu die gleichen,
4. die Adhäsion des Eisens am Beton ist sehr groß.

Seine Widerstandsfähigkeit gegen klimatische Einflüsse und seine Erdbbensicherheit werden weiterhin behandelt. Zum Schluß werden die Angriffe durch Wässer und Säuren erörtert. Der Brückenbau 1913. Nr. 3.

Holz oder Eisenbeton im Brückenbau? An einem Beispiel mit Abb. wird gezeigt, wie selbst in dem Waldviertel Niederösterreichs die Ausführung einer Straßenbrücke aus Eisenbeton nach dem System Visentini wirtschaftlicher als die Ausführung in Holz sein kann. Tonindustrie-Zeitung. 1913. Nr. 37.

Message présidentiel au „Concrete Institute“. Bei Gelegenheit der Eröffnung der Sitzung des „Concrete Institute“ ließ sich der Vorsitzende in seiner Rede über die verschiedensten Fragen des Eisenbetons aus, indem er das Mischungsverhältnis, die Armierungsanordnung, die Rechenungsverfahren erörterte. Besonders betonte er die Zwecklosigkeit allzu gelehrter und genauer Berechnungen, die mit der Natur des Eisenbetons schwer in Einklang zu bringen sind. Le ciment 1913. Nr. 1.

Le béton armé (Système Hennebique) en 1911. Mitteilungen aus dem Jahresbericht 1911 der Firma Hennebique. Le ciment 1913. Nr. 1.

Le ciment armé en Hollande. Kurze Angaben über die in der neubegründeten Zeitschrift „Gewapend Beton“ bisher erschienenen Veröffentlichungen, unter denen ein Bericht der Kommission für die Verwendung des Eisenbetons zu Seebauten (Uferdeckwerke nach System „de Muralt“) besonders erwähnenswert ist. Le ciment armé 1913. Nr. 2.

Das Mörtelgeschütz zur Ausbesserung von Eisenbetonbauten. Eingehend wird beschrieben, wie die Schäden, die der elektrische Strom an einem Eisenbetongebäude angerichtet hatte (siehe Tonindustrie-Ztg. 1912 Nr. 76), durch eine Mörtelschleuder beseitigt wurden, nachdem der schadhafte Beton durch Druckluftpflaster und der Rost der Eiseneinlagen durch ein Sandstrahlgebläse entfernt worden war. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 32.

Séparateurs système „von Grueber“. Kurze Beschreibung. Le ciment 1913. Nr. 2.

Anwendungen von Beton als Rostschutz. Einige Beispiele werden angeführt. Beton u. Eisen 1913. Nr. 4.

Schnelle Betonierung. Von Dr. Rohland, Professor a. d. Techn. Hochschule in Stuttgart. Verfasser stellt fest, daß entgegen der zum Teil geäußerten Anschauung, wonach ein Traßzusatz die Abbindezeit des Zementes verkürzt, ein solcher die Bindungsgeschwindigkeit des Zementes nicht beeinflusst. Für schnelle Betonierung und Erhärtung empfiehlt sich der Zusatz von kohlen-sauren Salzen, z. B. Soda. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 26.

Die Verwendung von Schleuderbetonsäulen beim Bau des Oppelner Textilsewerkes. Von Rgbmstr. K. Eisenrieth, Breslau. Bei den Sheddachkonstruktionen der neuen Fabrikanlage gelangte der Schleuderbeton mit großem Vorteile zum ersten Male bei Tragkonstruktionen zur Anwendung, indem die Säulen nach diesem neuen Verfahren, das eingehend beschrieben wird, hergestellt wurden. Als Vorteile werden hervorgehoben: unbegrenzte Widerstandsfähigkeit, schönes Aussehen und vor allem geringe Herstellungskosten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3.

Poteaux télégraphiques en ciment armé. Amerikanische Versuche mit Telegraphenstangen in Eisenbeton von 9,75 m Länge, einem unteren Querschnitt von  $25 \times 25 \text{ cm}^2$ , einem oberen von  $15 \times 15 \text{ cm}^2$ , zeigten bei einer am oberen Ende angreifenden Kraft von 900 kg ebenso wie Holzstangen eine Abbiegung von 65 cm. Wenn auch der Preis für Holzstangen etwa die Hälfte desjenigen für Eisenbetonstangen beträgt, so besitzen die letzteren wegen ihrer unbegrenzten Haltbarkeit doch einen wesentlichen wirtschaftlichen Vorteil. Le ciment armé 1913. Nr. 2.

Application du béton pour renforcer les supports en bois de conducteurs électriques aériens. Ein amerikanisches Verfahren ummantelt die angefaulten Teile elektrischer Leitungsmasten mit Beton und erhält dadurch eine dauerhafte Verstärkung der geschwächten Masten. Le ciment 1912. Nr. 11.

Transformatorenhäuser aus Eisenbeton. Es werden in Abb. eine ganze Anzahl solcher Transformatorenhäuser beschrieben und die Vorzüge ihrer Ausführung in Eisenbeton besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 37.

Planches en béton de ciment et de pierre ponce. Kurze Mitteilungen über Bimszementdielen. Le ciment 1913. Nr. 2.

Boot aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Hermann Roch, Chemnitz. Kurze Beschreibung eines Segelbootes, das sich sehr bewährt hat. Beton u. Eisen 1913. Nr. 1. — s. L. 1913. Heft 4.

Chalands en ciment armé. Hinweis auf zwei in Italien ausgeführte Brähme. Le ciment armé 1913. Nr. 2.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Der Eisenbeton auf der Internationalen Bauausstellung in Leipzig, Mai 1913. Die Betonhalle wird in ihrem Entwurf und ihrer Bauausführung kurz beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3. — s. L. 1913. Nr. 3.

Der Eisenbetonbau der großen Festhalle zu Breslau. Kurze Angaben über das gewaltige Bauwerk, dessen Kuppel mit 65 m Durchmesser die größte bisher ausgeführte Spannweite aufweist. Beton und Eisen 1913. Nr. 3. — Desgl. Armierter Beton 1913, Nr. 2, 4, wo auch die ausführliche statische Berechnung gegeben wird.

Neubau des Wasserturmes in Dürrenberg a. S. Von Dipl.-Ing. Begach, Leipzig. Es werden kurze Angaben über den 37 m hohen Turm quadratischen Grundrisses gemacht, welcher sich in seiner Ausführung sehr vorteilhaft ausnimmt. Das Fassungsvermögen des zylindrischen Behälters beträgt etwa 180 cbm. Beton u. Eisen 1913. Nr. 6.

La construction des nouveaux bâtiments des magasins „les galeries Lafayette“ à Paris. Von Robert Altermann. Von den zahlreichen Eisenbetonarbeiten wird die Konstruktion zum Schutz der Kellerräume gegen Feuchtigkeit sowie ferner die Ausführung der großen Treppenanlage näher beschrieben. Mit Abb. Le Génie civil 1912. Nr. 25.

Der neue Schlacht- und Viehhof in Gelsenkirchen. In der Beschreibung wird eine ganze Anzahl von Eisenbetonbauwerken mit Abbildungen näher behandelt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 35.

La nouvelle gare centrale de Leipzig. Von A. Bidault des Chaumes. Ausführliche Beschreibung der gesamten Anlage. Mit Abb. Le Génie civil 1912/13. Nr. 16.

Die Eisenbetonkonstruktionen des Hauptzollamtsneubaues in München. Beschreibung des Bauwerkes in seiner Gesamtanlage. Mit zahlreichen Abbildungen. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3.

Silo en béton armé pour la conservation de la houille sous l'eau à Omaha (E.-U.). Angaben über das im Engineering Record (15. Juni 1912) beschriebene Bauwerk. Le Génie civil 1912. Nr. 22.

Die Tischlereihalle A. M. Luther in Reval. Von Dipl.-Ing. O. Lüscher, Stuttgart. Beschreibung der dreischiffigen Halle und Auszug der statischen Berechnung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 6.

Reinforced-Concrete Ore-Docks. Beschreibung eines Erzsilos zu Marquette, Mich. Mit Abb. Eng. News 1913. Vol. 69. Nr. 1.

Vorlagerhalle aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Eingehende Beschreibung mit Abbildungen; insbesondere wird die besondere Ausbildung eingehend behandelt, welche wegen der hohen Temperatur und der großen Deckenbelastung in dieser Vorlagerhalle für eine Hüttenverwaltung erforderlich wurde. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 29.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Der 240 m lange Schleppbahnviadukt aus Eisenbeton in Pöchlarn an der Donau. Von Ing. Leo Kauf. Der Schleppbahnviadukt besteht aus einer Balkenbrücke von 24 Öffnungen zu je 10 m. Die schwierige Frage der Dilatationsfugen für diesen langen Eisenbetonbau ist so gelöst worden, daß alle 60 m eine Ausdehnungsfuge vorgesehen wurde. Es entstanden also vier Abschnitte von je 60 m Länge, die alle in analoger Weise ausgebildet wurden: In der Mitte ein kräftiger Standpfeiler von 2,25 m oberer Breite, rechts und links folgen je zwei 60 cm starke Pendelstützen. Es folgen weiter Angaben über die statische Untersuchung, über die konstruktive Ausbildung der Fahrbahn mit ihrer Abdeckung mittels Haumannscher Kautschukmasse, über die Gründung, über die Bauausführung und über die Kosten. Mit vielen Abbildungen. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1913. Nr. 11.

Neuere weitgespannte Eisenbetonbrücken. Von Dipl.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Die Larimer-Straßenbrücke in Pittsburgh, Pennsylvania, weist eine Spannweite von 91,57 m auf, bei einer lichten Pfeilhöhe von 20,43 m. Das Tragwerk besteht aus zwei einzelnen Bogenträgern, die durch Querriegel verbunden sind und mittels Stützpfeiler die Fahrbahn tragen. Mit Abbildungen und Darstellung konstruktiver Einzelheiten. Beton u. Eisen 1913. Nr. 5.

Gerüstbrücke zur Überführung der Gäubahn über die Vorort- und Gütergleise Stuttgart—Ludwigsburg beim Hauptbahnhof Stuttgart. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Eisenbahnbauinspektor, Stuttgart. Die Entwurfsbeschreibung zeigt die Anwendung einer Eisenbetonrahmenkonstruktion für eine schiefe Gleisüberschneidung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 1.

Die Möhnetalbrücke bei Delecke. Von Dipl.-Ing. Max Liebold, Holzminden. Eingehende Beschreibung des Viadukts, der mit 16 Öffnungen von je 25,2 m Lichtweite eine Straße über das Staubecken der Möhnetalsperre hinwegführt. Die Ausführung der Gewölbe und der über den Pfeilern angeordneten Sparbögen erfolgte in Beton. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 6. — Desgl. Beton u. Eisen 1913. Nr. 3.

Ponte sul Fosso Vecchio presso Ravenna. Bemerkenswerte Brückenkonstruktion, mitgeteilt von Ing. M. Perilli-Ravenna. Die von der Mailänder Firma Bianchi-Steiner erbaute Brücke wird von zwei 6 m voneinander entfernten eisernen Fachwerkträgern gestützt, die aus unterer Gurtung, senkrechten und gekreuzten Schrägstäben bestehen. Die obere fehlende eiserne Gurtung wird durch die in armiertem Beton hergestellte Fahrbahnplatte ersetzt. Die Knotenpunkte am oberen Ende der senkrechten und schrägen Stäbe haben starke Knotenbleche erhalten, an denen die Bewehrungen der 1,98 m voneinander entfernten Querbalken befestigt sind. Außer den Längsbalken, die über den eisernen Hauptträgern liegen, wird die Fahrbahn noch durch 3 weitere Längsrippen gestützt, die ebenso wie die Querrippen 45 cm hoch, 20 cm breit sind, und von denen die mittelste durch senkrechte Eisenstäbe auf die mittleren Knotenpunkte der Kreuzverstrebung abgestützt ist, die den Windverband zwischen beiden Fachwerken bildet. Spannweite der Brücke 20 m. *Il cemento* 1913. Nr. 1.

Brücke Nassentelle bei Lauscha (S.-Mein.). Von Ingenieur M. Rüdiger, Berlin. Beschreibung eines Eisenbahnviaduktes in Stampfbeton mit 6 Öffnungen von je 20 m Spannweite. Das Bauwerk liegt in einem Bogen mit 250 m Radius und außerdem im Gefälle 1:33. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1913. Nr. 2.

200 m langer Eisenbetonviadukt über die Listertalsperre bei Stein. Von Dipl.-Ing. Viktor Mautner, Obergeringieur, Dortmund. Beschreibung des Bauwerkes mit Angaben über die statische Untersuchung. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1913. Nr. IV.

Reconstruction du pont de la route nationale Nr. 5. Von M. Butavand. Die bisherige eiserne Brücke wurde durch eine Eisenbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen von 23, 32 und 23 m Spannweite ersetzt. Ausführliche Beschreibung der Bauausführung. Mit Abb. *Ann. des ponts et chaussées* 1912. Heft IV.

Die Halenbrücke bei Bern. Von Dipl.-Ing. K. Ziesemer in Bern. Kurze Beschreibung des gewaltigen Bauwerkes, das aus einer Hauptöffnung mit anschließenden Nebenöffnungen besteht. Die erstere überspannt ein Eisenbetonbogenträger von etwa 48 m Scheitelhöhe, dessen Berechnung als beiderseits eingespannt erfolgte. Mit Abb., die auch das in Holz hergestellte Lehrgerüst gut zur Darstellung bringen. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1913. Nr. 19.

Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-Kanales bei Hannover. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch. Infolge ungünstiger Bodenverhältnisse zeigte sich beim

Ausrüsten der Brücken, die sehr flach gespannt und mit Gelenken versehen waren (Stützweite 49 m), ein Ausweichen der Widerlager. Zur Sicherung rammte man hinter denselben ein System von Zug- und Druckpfählen, deren Köpfe eine Eisenbetonplatte verband. Die Vorkehrungen werden eingehend beschrieben und durch Abbildungen erläutert. Interessant ist die Einsetzung von hydraulischen Pressen zwischen der Eisenbetonplatte und dem alten Widerlager, welche den Horizontalschub künstlich erzeugten und den Einfluß der elastischen Verbiegung der Pfähle auf die Scheitelsenkung des Gewölbes aufheben sollten. *Deutsche Bauztg. Mitt.* 1913. Nr. 6 u. 7.

Verbreiterung einer in Backstein gewölbten Brücke durch beiderseits auskragende Gehwege in Eisenbeton. Eine in Straubing gelegene Brücke von 4,95 m Breite wurde in leicht zu bewerkstelliger Weise durch überkragende Gehwege auf 8,35 m verbreitert. *Der Brückenbau* 1913. Nr. 2.

Le pont en béton de l'île Stvanice, sur la Moldau à Prague. Von Franz Mengl. Eingehende Beschreibung des Bauwerkes, das den großen Arm der Moldau mit drei Öffnungen von 39 und 36 m überspannt. Die Ausbildung der Gewölbe erfolgte als Dreigelenkbogen in Stampfbeton. Bemerkenswert sind die Aussparungen über den beiden Pfeilern, die durch je ein gelenkloses Eisenbetongewölbe von 8,65 m Weite überbrückt sind. Die Insel selbst wird mit vier Eisenbetongewölben von rd. 18 m Spannweite überschritten. Angaben über die Bauausführung, Material, Kosten. Mit Abb. *Le Génie civil* 1912. Nr. 23.

Cavalcavia provinciale Mestre-Mivano. Brücke zur Überführung einer Bezirksstraße und Straßenbahn über die Eisenbahnlinien Mestre-Treviso und Mestre-Portogruaro an deren Vereinigungspunkt, sowie über die daselbst vorhandenen Verschub- und Abstellbahnanlagen. Gesamtlänge der Überführung etwa 500 m. Die große Mittelloffnung, von 41,5 m Weite zwischen den Pfeilerachsen, ist durch eine in Eisenbeton ausgeführte Bogenbrücke mit unterem Zuggurt aus Eisenbeton und angehängter Fahrbahn überdeckt. Die Auflager sind als Gelenke, das eine auf Stahlwalzen liegend, ausgebildet. Die beiderseitigen Rampen, als Plattenbalken von armiertem Beton hergestellt, ruhen auf Pfeilern aus demselben Baustoff in Form von Fachwerkwänden, deren Abstand 6,5 m beträgt. Abbildungen und Ergebnisse der statischen Untersuchung sind beigefügt. *Il cemento* 1912. Nr. 23.

Pont en béton armé sur la Muota, à Hinter-Ibach (Suisse). Hinweis auf eine Eisenbetonbogenbrücke von 36 m Spannweite mit angehängter Fahrbahn. *Le Génie civil* 1912. Nr. 21. — s. L. 1912. Juli.

Militär-Feldbahnbrücke in Eisenbeton. Von Dr. H. Nitzsche-Frankfurt a. M. Kurze Beschreibung einer als kontinuierlicher Träger auf vier Stützen ausgebildeten schiefen Eisenbetonbrücke des Militärbauamtes Hanau. Die Mittelloffnung besitzt 12 m, die beiden Seitenöffnungen je 10,9 m Stützweite. Bei der statischen Berechnung sind die Betonzugspannungen mit berücksichtigt worden. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 1.

Le pont de Sidi Rached. Von M. Boisnier. Ausführliche Darlegungen über einen algerischen Viadukt von 447 m Länge mit 27 Öffnungen, deren größte eine Spannweite von 70 m aufweist. Diese letztere wird von zwei parallelen Gewölben überspannt, die zwischen sich die in Eisenbeton ausgeführte Fahrbahntafel tragen. Die Ausführung erfolgte in Bruchsteinmauerwerk, wozu Kalkstein verwendet wurde. Angaben über Bauausführung, Kosten usw. Mit photograph. Abb. Ann. des ponts et chaussées 1912. III. — Le Génie civil 1912/13. Nr. 18.

Ponte canale al Naviglio Zanelli, bei Ravenna. Von Ing. M. Perilli-Ravenna. Kanalbrücke in drei Öffnungen von 10,59, 13,68, 10,59 m Weite. Die inneren Abmessungen des ganz in Eisenbeton hergestellten Kanaltroges sind 4 m Breite bei 2,54 m Höhe. Il cemento 1913. Nr. 1.

Der Neubau der Marchbrücke in Charlottenburg. Von Stadtbaumeister Zangemeister. Beschreibung der Betonbrücke, die drei Öffnungen besitzt, deren größte 27,16 m Spannweite aufweist. Mit Angaben von Konstruktionseinzelheiten, Bauausführung usw., und vielen Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 5.

Pont-route en béton armé de Columbus (Georgie, E.-U.). Hinweis auf die im Engineering Record (6. Juli 1912) beschriebene Brücke, die fünf Öffnungen von 39 m Spannweite besitzt. Le Génie civil 1912. Nr. 26.

Construction of the Fifth Street Viaduct, Fitchburg, Massachusetts. Das Bauwerk, das als Straßenbrücke ausgebildet ist, besitzt fünf Öffnungen, deren größte von etwa 61 m durch eine Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn überspannt wird. Bemerkenswert ist für die Bauausführung, daß die Schalung der Bögen an der Armierung, die als Fachwerkskonstruktion ausgebildet ist, aufgehängt wurde. Die Hängestangen der Fahrbahn bestehen aus I-Eisen, für die Armierung der Fahrbahnkonstruktion wurden ebenfalls genietete Eisen wie beim Bogen vorgesehen. Ausführliche Beschreibung des Bauvorganges mit Abb. Eng. Record 1913. Vol. 67. Nr. 1.

Die Brücke im Stadtbilde. Von Stadtbaurat Schoenfelder, Königl. Baurat in Elberfeld. Interessanter Überblick über die Entwicklung des

städtischen Brückenbaues. Mit vielen Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 3.

Viaduc de la Donne. Chemins de fer du Sud de la France. Von James Boudet. Das Bauwerk besitzt fünf Öffnungen von 17 m Spannweite. Die größte Höhe mißt 42 m. Angaben über die Bauausführung, Kosten usw. Mit Abb. Nouvelles annales de la construction 1913. Nr. 3.

Pont en maçonnerie de 63 mètres de portée sur la Thur (Suisse). Kurze Angaben über das Bauwerk. Le Génie civil 1913. Nr. 22.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wasserkraftanlage am Mississippifluß. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Mitteilungen über das größte hydro-elektrische Kraftwerk der Welt, das bedeutende Eisenbetonbauwerke in sich vereinigt. Der Arbeitsvorgang bei den verschiedenen Bauwerken: Kraftwerk, Schleusen, massiver Betondamm wird beschrieben. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Nr. 5 und 6.

Les types de murs de quai adoptés à Bordeaux. Von M. P. Barrillon. Beschreibung der Ufermauern und Landungsbrücken, die zum Teil Eisenbetonkonstruktionen darstellen. Mit Abb. Ann. des ponts et chaussées 1912. Heft IV.

Lavori in cemento armato in provincia di Ravenna. Uferschutz-Molen und Uferbauten bei den Hafenanlagen der Provinz Ravenna vom

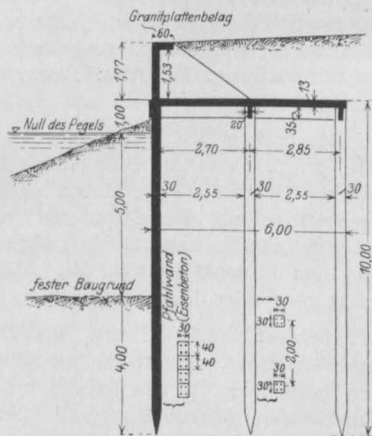


Fig. 1.

Ing. M. Perilli, Ravenna. Der Uferschutz besteht aus einer 6 cm starken Eisenbetonbekleidung der Böschungen, am Fuß durch Steinpackungen oder Eisenbetonfundament oder Eisenbetonpfehlwand geschützt je nach Art der Wasserstände und Stärke der Strömung. Die Molen und Uferbauten der Häfen sind durchweg auf Eisenbetonpfählen gegründet. Von den Hafenmauern gibt neben-



stehende Figur 1 ein Bild. Vorderste Pfahlreihe, dicht an dicht gerammt, Pfähle  $30 \times 40$  cm. Die beiden hinteren Pfahlreihen aus 2 m weit voneinander entfernten Pfählen von  $30 \times 30$  cm  $\varnothing$ . Bewehrung überall vier Rundeisen 27 mm. Il Cemento 1913. Nr. 1.

Wasserversorgung der Stadt Chemnitz. Von Wasserwerksdirektor Dipl.-Ing. Nau. In der ausführlichen, durch viele Abb. erläuterten Beschreibung werden auch die zahlreichen großen Kunstbauten (Staumauern, Wasserleitungsbrücken, Filteranlagen), bei denen der Beton in großem Maße Verwendung gefunden hat, besprochen. Deutsche Bauzeitung 1913. Nr. 21, 22 und 23.

Les nouveaux appointements de Saint-Louis du Sénégal. Beschreibung der Anlage der neuen Landungsbrücken in Eisenbeton. Mit ausführlichen Angaben über die Bauausführung und zahlreichen Abb. Le Génie civil 1912. Nr. 22.

Die Möhnetalsperre. Kurze Beschreibung des Bauwerkes und der Bauausführung. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 37.

Construction d'une tour-balise en rade d'Alexandrie. Von M. Jondet. Der bisherige, durch einen Sturm zerstörte Signalturm in Eisenkonstruktion wurde durch einen solchen in Eisenbeton ersetzt. Bei der Gründung kam ein Eisenbetoncaisson zur Anwendung. Eingehende Beschreibung des Entwurfes und der baulichen Ausführung. Mit photograph. Abb. Annales des ponts et chaussées 1912. Nr. 6.

#### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Neue Erfahrungen mit Eisenbetonschwellen. Von Dr.-Ing. R. Bastian, Ober-Ingenieur in Stuttgart. Betrachtungen über die verschiedenen Schwellentypen, wie sie in Italien zur Verwendung gekommen sind; allerdings haben dieselben den an sie gestellten Anforderungen nur teilweise entsprochen. Weiterhin werden die in Sachsen probeweise verlegten Eisenbetonschwellen der Firmen Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Rudolf Wolle näher beschrieben. Bemerkenswert ist die Asbeston-Schwelle der Firma R. Wolle, welche die Anwendung der Befestigungsmittel der Holzschwellen ohne weiteres gestattet. Die mit der Schwelle angestellten Versuche haben sehr befriedigende Ergebnisse gezeigt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 4 und 5.

Le béton appliqué aux chemins de fer. Nach einem in der Zeitschrift „Concrete Cement Age“ enthaltenen Aufsatz hat der Beton infolge seiner Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit im amerikanischen Eisenbahnbau ausgedehnte Anwendung gefunden, wovon eine Reihe Beispiele gegeben werden. Le ciment 1913. Nr. 2.

Le ciment armé dans les mines. Die Verwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Bergbau werden aufgeführt. Le ciment armé 1913. Nr. 2.

Pumpwerk der alten Emscher. Von Ober-Ingenieur E. Mautner. Das Pumpwerk, das das Wasser aus der Emscher künstlich zum Rhein heben soll, besteht aus einem Rundbau von 41 m lichtigem Durchmesser, der in sich die mannigfachen Anwendungen des Eisenbetons vereinigt. Besonders erschwerend für die konstruktive Ausführung des Baues wirkten die äußerst ungünstigen Untergrundverhältnisse, da sich das Bauwerk auf Bergbaugebiet befindet. Mit Rücksicht auf diesen Umstand wurde auch die Rippenkuppel, die in 13 m Höhe über Sohle mit einem Stich von etwa 9 m den Rundbau überspannt, ohne Zwischenringe ausgebildet. Der Innenring, der einen lichten Durchmesser von 11,6 m besitzt, trägt in sich die Oberlichtanordnung, die aus zwei Eisenbetondreiecksbindern gebildet wird. Die Kuppel ist in Wälzgelanken gelagert, die zwar Torsionsbeanspruchungen der Rippen nicht ausschließen; durch Ausführung der letzteren in umschnürtem Beton wird jenen Beanspruchungen jedoch Rechnung getragen. Der Kuppelfußring wird durch eine Eisenkonstruktion gebildet, die vollständig einbetoniert wurde. Einen weiteren interessanten Teil der Bauausführung boten die in der Sohle befindlichen Eisenbetondruckrohre von 2,2 m lichtigem Durchmesser, deren Armierung nach dem Umschnürungssystem Abramoff-Magid erfolgt ist. Da der höchste Rheinwasserspiegel noch 5,5 m über der Sohle des Bauwerkes ansteht, so wurde eine Stampfbetonplatte von 5,5 m Stärke vorgesehen, um dem Auftrieb von 11 m Höhe zu begegnen. Zur Sicherheit gegen seitliche Verschiebungen sah man eine aus konzentrischen Ringen bestehende Stahlarmierung der Sohle vor. Neben der ausführlichen Erläuterung der statischen und konstruktiven Verhältnisse werden Angaben über die Bauausführung, den Baufortgang, Lehrgerüste der Kuppelrippen, Ausrüstung, gemacht. Mit zahlreichen Abb. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1913. Nr. 6 und 7.

Costruzione di una pista in cemento armato. Mitteilung des Ingenieurs Giacometti über die in Oerlikon bei Zürich durch die Florentiner Firma Sander & Co. erbaute Radrennbahn. Die Laufläche als Eisenbetonplatte gebildet, wird durch Böcke aus demselben Baustoff unterstützt. Mit Abb. und statischen Untersuchungen. Il cemento 1913. Nr. 4.

Eine sehr eingehende Beschreibung, die durch viele Abb. erläutert wird, gibt Ober-Ingenieur Dipl.-Ing. Jaro Polivka, Zürich, in Beton u. Eisen 1913. Nr. 1. — L. 1913. Nr. 2.

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

**Geschäftsbericht des Vereins deutscher  
Eisenportlandzement-Werke.**

Der Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V. versendet folgenden Geschäftsbericht:

Der Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke, der jetzt auf ein 12 jähriges Bestehen zurückblickt, hielt am 1. März 1913 seine diesjährige Hauptversammlung in Düsseldorf unter dem Vorsitz von Hüttdirektor Jantzen-Wetzlar ab. Aus dem Geschäftsbericht entnehmen wir, daß die 7 Werke, die jetzt dem Verein angehören, jährlich etwa 220 000 000 kg Eisenportlandzement in den Handel bringen. Ein Drittel der ganzen Erzeugung wurde auch im verflossenen Jahre wieder von Behörden angefordert.

Im letzten Jahre sind die meisten deutschen Bundesstaaten dem Beispiel Preußens gefolgt und haben die Verwendung des Eisenportlandzementes bei allen öffentlichen Bauten, bei denen bisher nur Portlandzement zugelassen war, ausgesprochen.

Der Verein besitzt jetzt in Düsseldorf eine eigene mit allen modernen Prüfungsmaschinen ausgestattete und unter Leitung eines Zementfachmannes stehende Prüfungsanstalt, die die Zemente der Vereinswerke und andere Zemente allmonatlich aus dem Handel aufkauft, auf ihr normengemäßes Verhalten prüft und daneben auch größere wissenschaftliche und technische Untersuchungen auf dem Gebiete der hydraulischen Bindemittel betreibt. Aus dem Bericht des Laboratoriumsleiters über die Ergebnisse der Zementprüfungen im letzten Jahre sei hervorgehoben, daß die vorgeschriebenen Festigkeitsanforderungen von den Eisenportlandzementen zum Teil erheblich überschritten wurden. Besondere Beachtung wurde der Prüfung der Raumbeständigkeit der Zemente geschenkt, da die steigende Anwendung des Eisenbetonbaues in dieser Beziehung erhöhte Anforderungen an die Zemente stellt. Geringe Treibrisse genügen schon, um den Atmosphärien Zugang zu den Eiseneinlagen zu verschaffen und ein Rosten derselben zu bewirken. Daß der Eisenportlandzement in dieser Beziehung ein durchaus zuverlässiges Baumaterial darstellt, geht daraus hervor, daß alle Eisenportlandzemente die Normenprobe bestanden und auch fast durchweg den beschleunigten Raumbeständigkeitsproben genügten, während von den in derselben Zeit geprüften Portlandzementen die Hälfte bei der Koch- und Darrprobe Treiberscheinungen erkennen ließen. Ebenso gefährlich wie das Treiben ist aber auch ein zu starkes Schwinden der Zemente bei Lufterhärtung. Nach

den Untersuchungen von O. Graf-Stuttgart (Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 21. 12. 1912 Seite 2069) und den Erfahrungen von Professor Dr.-Ing. Mörsch-Neustadt a. d. H. (Protokoll vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton 29. 10. 1912 Seite 25) verhält sich auch in dieser Hinsicht der Eisenportlandzement günstiger wie der Portlandzement. Das Rosten der Eisen im Mörtel und Mauerwerk behandelt auch Heft 22 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Der zu diesen Versuchen verwendete Eisenportlandzement zeigte nicht nur höhere Festigkeiten bei der Normenprüfung wie der Portlandzement, sondern übertraf den letzteren auch bei vergleichenden Haftfestigkeitsversuchen mit Eiseneinlagen im Mauerwerk. Der Befund der Eiseneinlagen im Mörtel ergab dann, daß sich Portlandzement und Eisenportlandzement in bezug auf das Rosten nahezu gleich verhalten. Im Vorteil zu sein scheint der Eisenportlandzement, wenn rostige Eisen in den aus ihm bereiteten Mörtel eingelegt werden. Inzwischen ist vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton die Ausführung neuer Versuche beschlossen worden, die das Rosten von Eiseneinlagen im Beton zum Gegenstand haben.

Von allgemeinerem Interesse sind auch Prüfungen gewesen, die das Vereinslaboratorium mit verschiedenen Zementen in bezug auf ihre Wasserdichtigkeit anstellte. Es zeigte sich dabei, daß die meisten Wasserdichtigkeitsmittel, die dem Mörtel beigemischt werden, z. B. Kaliseife, Asphalt emulsion, Bitumen, die Festigkeiten der Mörtel ungünstig beeinflussen, und zwar um so stärker, je schneller sie abdichtend wirken. Die Anwendung einer fetten Mischung ist in allen Fällen vorzuziehen. In bezug auf die Zeit, die vergeht, bis die Mörtel dicht werden, verhalten sich Portlandzement und Eisenportlandzement völlig gleichartig.

Die Frage, ob die Eisenportlandzemente den Einwirkungen der Salz-, Salinen-, Moorwässer gegenüber besser widerstehen wie die Portlandzemente, die hier im allgemeinen versagt haben, wird zurzeit durch größere amtliche Versuchsreihen, für die auch der Verein deutscher Eisenportlandzementwerke erhebliche Mittel zur Verfügung gestellt hat, zu lösen versucht. Von den im Vereinslaboratorium angestellten vergleichenden Versuchen im künstlichen Salinenwasser sind jetzt die sechsmonatlichen Ergebnisse herausgekommen, die für den Eisenportlandzement recht günstig sind. Sie sollen jedoch, um ein abschließendes Urteil zu ermöglichen, ebenso wie die Ergebnisse der Prüfungen des Moorausschusses und des Meerwasserausschusses erst

nach Fälligkeit des nächsten Prüfungstermines bekanntgegeben werden.

Auch in dem Arbeitsplan des Ausschusses zur Untersuchung der Verwertbarkeit der Hochofenschlacke zu Betonzwecken ist die Verwendung von Eisenportlandzement, und zwar zur Ausführung der Seewasserversuche vorgesehen. Bei der Bereitung dieses Betons wird als Zuschlag nur Stückschlacke verschiedener Korngrößen, also kein natürliches Gesteinsmaterial, verarbeitet. Da nun auch das Bindemittel des Betons aus Hochofenschlacke hergestellt ist, so werden diese Versuche ein recht wertvolles Material zur Lösung der Frage der restlosen Verwertung der Hochofenschlacke darstellen.

### Materialpreise und Bautätigkeit in den Vereinigten Staaten.

#### Zement.

Die Zementfabriken sehen von ihrem Standpunkt aus sehr optimistisch in die Zukunft. Die Bautätigkeit ist im Osten den ganzen Winter hindurch außerordentlich lebhaft gewesen, und in den letzten 6 oder 7 Jahren sind zu keiner Zeit die Rohmaterialien an den Mühlen so billig gewesen. Fabriken, die gewöhnlich für 6—8 Wochen im Winter schlossen, haben in diesem Winter die Arbeit für höchstens 14 Tage eingestellt. Eine Zementgesellschaft hat den Versuch gemacht auf offenem Markte 100 000 Faß Zement zu kaufen, aber bisher ohne Erfolg.

Die Auflösung einer Vereinigung von Zementfabrikanten hat in keiner Weise etwas mit den Preisen zu tun, und seit Jahren hat man bei diesen Zusammenkünften nicht mehr über Preisnotierungen gesprochen.

Die Fabrikanten bekommen jetzt einen viel besseren Preis für ihr Material, und es wird in den nächsten Wochen noch eine Preissteigerung erwartet.

Der voraussichtliche Verbrauch ist groß und das meiste davon ist schon vergeben, z. B. der Bau der Untergrundbahn in New-York. Man muß sich erinnern, daß im allgemeinen die Bautätigkeit außerhalb von New-York nicht so lebhaft ist, wie im vorigen Jahr. Damals erwartete man außerdem, daß eine bedeutende Summe für gute Straßen in New York flüssig gemacht werden würde, und man kann das für die nächsten Monate jetzt nicht erwarten. Infolge dessen sind die Bedingungen vielleicht nicht so rosig, wie es die Fabrikanten annehmen.

Preisnotierungen sind mit letztem Monat un-geändert 6,63 M pro Faß in New York. Das entspricht einem Engrospreis von 3,78 M pro Faß in den Fabriken des Lehigh Valley-Distriktes und

auch am Hudson River. Dieser niedrige Preis stimmt auch mit dem Preise der Fabriken in der Gegend von Pittsburgh überein. Jeder zurückgegangene Sack wird mit 0,42 M vergütet. Einige Fabriken versuchen 3,99 M zu bekommen, aber bis jetzt ohne Glück. In Boston kostet Portlandzement in Fässern oder Säcken 7,23 M, abzüglich 1,68 M für zurückgegangene Säcke. — In Pittsburgh beträgt der Preis 6,64 M.

#### Eiseneinlagen.

Stabeisen, Eiseneinlagen für Eisenbeton.

Der Markt für Eisenbetoneinlagen ist tätig und Lieferungen haben sich entschieden gebessert. Die Preise der Lagerhäuser in Pittsburgh sind etwas besser. Der Grundpreis in Pittsburgh beträgt 16,9 Pf. pro kg. Die Preisnotierungen sind wie folgt in Pf. pro kg:

Vom Lagerplatz  
in Pittsburgh

19,1 mm und größer . . . .	22,0
15,9 " " " . . . .	23,1
12,7 " " " . . . .	24,2
9,5 " " " . . . .	25,3
6,4 " " " . . . .	28,1

Stabeisen von dem Lager in Pittsburgh werden gewöhnlich ohne Preisaufschlag auf die geforderte Länge zugeschnitten.

(Nach den Mitteilungen der „Engineering News“ vom 3. April.)

### Baugewerbe und Geldmarkt.

Mehr noch als vom Wohnungsbedarf wird die private Bautätigkeit von der Entwicklung der Geldmarktverhältnisse beeinflusst. Die wachsende Geldknappheit hat im Jahre 1912 und auch im laufenden Jahre in den meisten Gegenden des Deutschen Reiches die Bautätigkeit fast lahmgelegt. Auch die Neugründungen von Bau- und Terrangesellschaften, die in den vorangegangenen Jahren wie Pilze aus der Erde geschossen waren, werden neuerdings sehr eingeschränkt. Der Kapitalbedarf der bereits bestehenden Gesellschaften dieser Art ist natürlich infolge der ungünstigen Aussichten der Baugewerbes ebenfalls sehr gering. Im ersten Quartal der Jahre 1908—1913 betrug nämlich die für Neugründungen und Kapitalserhöhungen von Bau- und Terrangesellschaften aufgewendete Summe in Millionen Mark:

Januar-März	Neugründungen	Kapitals- erhöhungen	Summe der Neu- investierungen
1908	14,55	4,76	19,31
1909	18,69	5,66	24,35
1910	19,18	3,60	22,78
1911	21,32	2,29	23,61
1912	8,98	7,52	16,50
1913	5,43	5,66	10,09

Im ersten Quartal 1913 sind insgesamt 140 neue Bau- und Terrangesellschaften entstanden.

## Die Lage der Zementindustrie.

Die Bautätigkeit wird auch im Jahre 1913 kaum die vielfach erhoffte und dringend notwendige Belebung erfahren. Zwar hat sich an vielen Plätzen das Bedürfnis nach Vermehrung der Wohnungen wieder eingestellt. Die Zählungen der leerstehenden Wohnungen vom Dezember 1912, die in ca. 20 deutschen Großstädten durchgeführt wurden, zeigen meistens gegen das Vorjahr einen Rückgang im Prozentsatz der unbenutzten Räume. Dennoch wird das Baugewerbe die auf ihm lastende Depression nicht eher verwinden, bevor wieder günstigere Geldverhältnisse eingetreten sind. Wer nicht ganz mit eigenem Gelde baut, für den lohnt es gegenwärtig tatsächlich nicht, die Errichtung von Neubauten zu unternehmen. Ganz anders liegt die Situation im Tiefbau. Hier hat, wie aus allen Teilen des Reichs berichtet wird, die flotte Beschäftigung selbst die Wintermonate hindurch angehalten, ohne jedoch bei Frühlingsanfang irgendwelche Spuren der Ermattung aufweisen. Für den wichtigsten Zweig der Baustoffindustrie, die Zementfabrikation, ist diese gute Konjunktur im Tiefbau ein Moment von entscheidender Bedeutung; erscheint damit doch eine weitere Absatzsteigerung auch im laufenden Jahre gewährleistet. Die Rentabilität der Zementindustrie wäre von neuem in Frage gestellt, wenn nicht die Zunahme des Zementverbrauchs einen Ausgleich gegen die starke Expansion dieses Gewerbezweigs in den letzten Jahren darstellte. Waren es doch gerade die unablässige Entstehung neuer Zementwerke und die dauernde Erweiterung der bestehenden Unternehmungen, die der in dieser Industrie so notwendigen Kartellierung immer wieder Steine in den Weg legten. Die Schwierigkeiten, das Rheinisch-Westfälische Syndikat wenigstens bis zum Ablauf der Vertragsdauer zu erhalten, sind noch in aller Erinnerung. Die Zunahme des Zementabsatzes wird auch die Schwierigkeiten, die sich der weiteren Verlängerung dieser Konvention und damit der benachbarten Syndikate entgegenstellen, erheblich vermindern. Desto mehr, wenn die Entwicklung der Ausfuhr das hält, was ihre Gestaltung während der ersten Monate des Jahres versprach. Der Zementexport hat nämlich im Januar und Februar gegen das Vorjahr um etwa 64 Prozent zugenommen. Im Januar und Februar seit 1907 wurde Portland- und Romanzement nach 1000 dz in folgenden Mengen ausgeführt:

Jan./Febr.	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913
Ausfuhr	828	597	586	685	909	1060	1736
Geg. d. Vorj.	—	—231	—11	+99	+224	+151	+676

Seit 1907 also trotz aller Schwankungen mehr als eine Verdoppelung des Exports, gegen die Korrespondenzzeit des Jahres 1909 sogar eine Verdreifachung! Der Wert der diesjährigen Ausfuhr stellte sich auf 5,81 Millionen Mark. Wichtigstes Absatzgebiet in Europa ist Holland, jenseits des Meeres Südamerika und Australien. Die Ausfuhr nach Argentinien verdreifachte sich in der Berichtszeit gegen das Vorjahr, der Export nach Brasilien stieg von 240 666 dz auf 349 321 dz. Von wesentlicher Bedeutung für die Zukunft der Zementindustrie erscheint die Preisbesserung, die sich in den letzten beiden Jahren durchsetzen konnte. Im März 1911 wurde Portlandzement pro Faß, d. h. 170 kg, am Berliner Baustoffmarkt mit 4,00 Mark bezahlt; bis zum März 1912 hatte die Notierung auf 5,70 Mark angezogen; im März 1913 hingegen stellte sich der Preis durchschnittlich auf 5,75—6,00 Mark pro Faß frei Bau. Damit nähern sich die Verkaufspreise wieder den sehr günstigen Notierungen des Jahres 1908.

## Die Ausfuhr von Zement

konnte zu Beginn dieses Jahres abermals aufs kräftigste gesteigert werden; das eröffnet der Zementindustrie endlich wieder einmal ganz befriedigende Aussichten, zumal fast alle inländischen Zementkonventionen für das laufende Jahr Preiserhöhungen durchgeführt haben. Eine erhebliche Absatzsteigerung der Zementfabriken würde auch die Hauptschwierigkeiten für die Erneuerung der großen Syndikate über den 1. Januar 1914 hinaus aus dem Wege räumen. Die Ausfuhr von Portland- und Romanzement entwickelte sich im Januar der letzten Jahre nach 1000 dz folgendermaßen:

Januar	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913
Ausfuhr	458	234	296	321	484	530	887
Geg. d. Vorj.	—	—224	+62	+25	+163	+46	+357

Die Ausfuhr vom Januar 1912 repräsentierte einen Wert von 1,71 Millionen Mark, die des Monats Januar 1913 einen solchen von 3,04 Millionen Mark. Unter den europäischen Staaten ist Holland das wichtigste Absatzgebiet geworden. Bemerkenswert erscheint, daß im Berichtsmonat gesteigerte Mengen in Belgien und Österreich-Ungarn, den beiden wichtigsten Konkurrenzländern, abgesetzt werden konnten; und noch wichtiger, daß die Einfuhr aus diesen selben Staaten im Januar zurückging. Immer weiter dringt die deutsche Zementindustrie am außereuropäischen Markt vor. So erhöhte sich die Ausfuhr nach Brasilien im Januar d. J. gegen das Vorjahr von 138 292 dz auf 184 245 dz; der Export nach Chile stieg von 73 600 auf 85 211 dz. Britisch-Indien bezog 38 893 dz gegen 6693 dz im Januar 1912. Und endlich wuchs der Export nach Australien von 38 370 dz auf 94 442 dz. Die Gesamteinfuhr von Zement ist im Januar gegen das Vorjahr von 112 894 dz auf 83 690 dz zurückgegangen.

## Liquidation der Lolat Eisenbeton-Akt.-Ges.

in Düsseldorf. Die Generalversammlung, in der 22 Aktionäre 1 255 000 M. Kapital vertraten, beschloß unter Aufhebung der Sanierungsbeschlüsse der außerordentlichen Generalversammlung vom 23. Januar mit 1142 gegen 109 Stimmen die Liquidation der Gesellschaft. Der Vorsitzende des Aufsichtsrats, Niederleiner, wurde zum Liquidator bestellt. Die Verwaltung erklärte, die Reorganisation der Gesellschaft durch Zusammenlegung und Wiedererhöhung des Aktienkapitals und die Verlegung des Gesellschaftssitzes nach Essen habe nicht durchgeführt werden können, weil der erforderliche Mindestbetrag von 250 000 M. neuer Aktien nicht gezeichnet worden sei. Da infolgedessen die Gesellschaft keine Mittel zur Fortführung des Betriebes habe, sei die Liquidation unvermeidlich. Die Gesellschaft, die noch für 1911 5 pCt. Dividende ausschüttete, schließt das Geschäftsjahr 1912 nach 72 955 M. (i. V. 93 559) Abschreibungen und 50 000 M. (95 000) Überweisung an den Delkrederefonds mit einem Verlust von 582 366 M. (Gewinn 108 564). Von der Verwaltung wurde der Zusammenbruch des Unternehmens in erster Linie auf die bekannten mißlichen Zustände auf dem Bau- und Geldmarkt zurückgeführt, wozu noch mannigfache geschäftliche Fehlschläge gekommen seien. Von zwei Aktionären wurde die Hauptschuld an dem Zusammenbruch der unzulänglichen Geschäftsführung beigemessen. Schließlich wurde aber mit allen gegen 96 Stimmen der Abschluß genehmigt und ebenso die Entlastung erteilt. Über die Aussichten der Liquidation für die Aktionäre äußerte sich die Verwaltung dahin, daß bei ruhiger, langsamer Abwicklung für die Aktionäre jedenfalls noch ein erheblicher Betrag übrig bleiben werde.



## Schadenersatz wegen falscher Zusicherung in einem Lizenzvertrage.

Urteil des Reichsgerichts vom 12. April 1913.

Leipzig, 12. April. (Nachdr. verb.) Der Käufer einer Sache, die nicht die beim Kaufabschluß ausbedungenen Eigenschaften besitzt, hat verschiedene Möglichkeiten, gegen den Verkäufer vorzugehen; war die Eigenschaft besonders zugesichert, dann kann er nach § 463 BGB. Schadenersatz wegen Nichterfüllung verlangen; gründet sich der Mangel der Sache auf arglistiges Verschweigen, dann stellt dies eventl. ein gegen die guten Sitten verstoßendes Verhalten dar, das nach § 826 BGB. zum Schadenersatz verpflichtet. Erfolgte die Zusicherung der Eigenschaft durch einen bevollmächtigten Vertreter des Verkäufers, so wirkt dies gegen letzteren wie dessen eigene Erklärung, befreit ihn also nicht von der Schadenersatzpflicht (§ 166 II. BGB.). Diese Vorschriften sind, wie die vorliegende Reichsgerichtsentscheidung zeigt, von Wichtigkeit für den Fall, daß das Ausnutzungsrecht einer Erfindung verkauft wird. — Die Korkfabrik Gebr. C. in Stralau schloß durch ihren Bevollmächtigten L. am 10. November 1909 mit der offenen Handelsgesellschaft in Leipzig einen Lizenzvertrag, durch welchen sie L. letzterer das alleinige Recht zur Herstellung ihres „Konit“ genannten Steinfußbodens und Kunstmarmors für den Leipziger Bezirk übertrug. Für dieses vom 25. November 1909 geltende Recht zahlte die Firma Fl. 17 000 M. Nach dem Vertragsschlusse behauptete nun die Firma, sie sei von Gebr. C. arglistig getäuscht worden, denn trotz der Zusicherung ihres Vertreters L., es handle sich um ein neues Verfahren für Steinholzfußböden, habe sich dieser von den sonst schon hergestellten Steinholzfußböden überhaupt nicht unterschieden, sondern dieselben Mängel gezeigt. Sie klagte deshalb auf Rückzahlung der 17 000 Mark mit Berufung auf die §§ 463 und 826 BGB. Die beklagte Firma Gebr. C. bestritt, unrichtige Angaben gemacht zu haben, da die Steinholzmassen-Zusammensetzung tatsächlich neu gewesen sei. Das Landgericht Berlin I wies die Klage ab. Das Kammergericht Berlin aber erklärte den Anspruch der Klägerin dem Grunde nach für gerechtfertigt. Das Berufungsgericht legte dar, daß es sich weniger um einen Lizenzvertrag gehandelt habe, als um den Kauf eines Rechts, nämlich die entgeltliche Überlassung der Herstellung und Ausnutzung des neuen Steinholzfußbodens. Der § 463 BGB. finde wegen der Zusicherung, es stelle die Steinholzfußbodenmasse ein neues Verfahren dar, Anwendung, ebenso der § 826 BGB. wegen arglistigen Verschweigens, da die Erklärung, Konit sei eine von den üblichen Steinholzfußböden verschiedene Masse als abgeben anzu sehen sei. Erwiesenermaßen seien die Eigenschaften des Konits durch die Bezeichnung als eigenartiges, nicht gewöhnliches Fabrikat zugesichert worden. Es bedürfe keiner Untersuchung, daß diese Zusicherung für die Leipziger Firma bestimmend für den Vertragsschluß gewesen sei. Tatsächlich habe es sich bei Konit um einen Steinholzfußboden gehandelt, der irgend etwas Neues nicht gebracht habe, sich bezeichnenderweise in zwei Jahren auch nicht habe durchsetzen können. Ob nun die von L. der Klägerin gegebene Zusicherung auf besonderen Weisungen der Gebr. C. beruht habe oder nicht, ändere nichts an der Haftung der letzteren. Wenn L. gutgläubig, weil nicht Fachmann, die Zusicherung gegeben habe, so falle die Verantwortung dafür gemäß § 166 II auf die Gebrüder C. als Fachleute zurück. Nicht könnten sich diese darauf berufen, daß der Leipziger Firmeninhaber die Herstellung des Konits hätte erkennen müssen, da Fl. unstreitig kein Fachmann sei. Sonach hafte die Verkäuferin, die Firma Gebr. C., wegen des Fehlens zugesicherter Eigenschaften nach § 463 bzw. wegen sittenwidrigen Verhaltens beim Kaufabschluß nach § 826, beides

in Verbindung mit § 166 II (als Vertretende für ihren Bevollmächtigten L.) für den Schaden der Klägerin. Daß die Deutsche Konit-Vertriebsgesellschaft gute Geschäfte mit Steinholzfußbodenmasse mache, komme bei dem nachweislichen Schaden der klagenden Firma durch Verwendung des Konits nicht in Betracht. — Auch das Reichsgericht, bei dem die beklagten Gebr. C. Revision einlegten, erkannte den Schadenersatzanspruch der Leipziger Firma als gerechtfertigt, indem es die Revision als unbegründet zurückwies. (Aktenzeichen: I. 19/12.)

## Schon die Übernahme eines Rabitzdeckenbaues trotz mangelnder Erfahrung kann fahrlässig sein.

Am 4. Januar 1912 hatte sich in Cleve beim Neubau des katholischen Gesellenhauses ein folgenschwerer Deckeneinsturz ereignet, wobei sechs bei dem Baue beschäftigte Arbeiter schwer verletzt worden waren. Der Stuckateur R. in Cleve war angeklagt worden, diesen Deckeneinsturz und die Körperverletzung der sechs Arbeiter durch Fahrlässigkeit verschuldet zu haben und hatte vom Landgericht Cleve deshalb eine Strafe von 300 Mark erhalten. R. hatte die Überwölbung des 20 × 14 m großen Saales deshalb übertragen erhalten, weil er mit seinem Angebot um 1600 Mark hinter dem Höchstgebote geblieben war. Nach Ansicht des Landgerichts hätte aber R. diese Arbeit garnicht übernehmen dürfen, weil er im sogenannten Rabitzdeckenbau viel zu wenig Erfahrung gehabt habe, zum mindesten hätte die Überwölbung nach den anerkannten Regeln der Baukunst ganz anders ausgeführt werden müssen, als es durch R. geschehen sei. In beiden Momenten, in der Übernahme eines Rabitzdeckenbaues überhaupt trotz ungenügender Vorkenntnisse und in der regelwidrigen Ausführung des Baues selbst hatte das Landgericht die schuldhaftige Fahrlässigkeit des R. gefunden. Als der Einsturz am 4. Januar 1912 erfolgte, war die Decke des Saales bereits bis auf 10 m überwölbt. Das Wetter war während der ganzen Dauer des Baues sehr feucht gewesen. Nach Ansicht der vernommenen Sachverständigen, denen das Landgericht beitrug, hatten mehrere Ursachen zusammengewirkt, den Deckeneinsturz herbeizuführen: die mangelhafte Konstruktion des Maschennetzes, die regelwidrige Befestigung des Drahtnetzes durch ungleichmäßige und zu kurze Haken sowie auch der zu große Bewurf, die sogenannte besondere Armierung, da die Decke durch Anbringung und Schmuck zu schwer belastet gewesen sei. Gleichmäßigkeit des eisernen Maschennetzes sei ein wesentliches Moment beim Baue einer sicheren Rabitzdecke, vor allem dürften beim Aufbringen des Bewurfes keine Mulden entstehen. Auch dürften die Aufhängeeisen nie zu kurz sein; die an den Aufhängeeisen befestigten Schlingen müßten mindestens so lang sein, daß sie mehrmals um die Eisen herumgewickelt werden könnten. Gerade hiergegen aber sei von R. gefehlt worden, da die an der Drahtkonstruktion befestigten Haken nur 6 bzw. 7 mm lang gewesen seien. Sie hätten deshalb kaum um die Eisen herumgebogen werden können und hätten tatsächlich vielfach offen gestanden. Wegen ihrer Stärke zumal hätten sie überhaupt kaum gebogen werden können. Hierzu komme, daß das Drahtnetz die durch angebrachten Stuck erfolgte Mehrbelastung kaum zu tragen in stande gewesen sei. Die von R. gemachten Fehler verstießen gegen anerkannte Regeln der Baukunst, sodaß schon dadurch eine Fahrlässigkeit des Angeklagten bewiesen sei. Fahrlässig sei dieser auch darin gewesen, daß er den Bau der Decke nicht öfter als zweimal täglich besichtigte und Arbeiter verwendet habe, die gleichfalls wie er noch nie eine Rabitzdecke von

der Größe wie bei diesem Neubau ausgeführt gehabt hätten. Schon bei Übernahme des Baues hätte sich R. sagen müssen, daß er der von ihm übernommenen Aufgabe nicht gewachsen sein werde, und habe deshalb sich garnicht um die Ausführung bewerben sollen. Auf die Revision des R. führte der Reichsanwalt aus, daß für den Begriff anerkannte Regeln der Baukunst die Wissenschaft die geringere Rolle spiele als die praktische Erfahrung; anerkannte Regeln der Baukunst seien deshalb alle Regeln, die auf Grund technischer Erfahrung erprobt seien. Und gegen diese praktischen Erfahrungen im Rabetzdeckenbau habe der Angeklagte in der Tat verstoßen, wie von den Sachverständigen bestätigt sei. Dem Antrage des Reichsanwalts folgend verwarf das Reichsgericht die einge-

legte Revision als unbegründet. (Aktenzeichen: 3 D 1204/12. — Urteil vom 17. April 1913.)

### Wirtschaftliche Mitteilungen.

Für den Neubau des großen städtischen Lagerhauses an der Devrientstraße in Dresden, das mit seinen 10 Stockwerken das höchste Speichergebäude in Deutschland werden soll, wurden auf Grund einer öffentlichen Submission vom Rat zu Dresden, Hochbauamt, die Gründungs-, Beton- Eisenbetonarbeiten im Betrage von etwa 1 200 000 M der bekannten Firma Wayß & Freytag A.-G., Dresden, zur Ausführung übertragen. Das Gebäude soll bis 1914 im Rohbau fertig sein.

## ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTLEITUNG.

### „Berechnung prismatischer Flüssigkeitsbehälter“

in Heft 3 „Armierter Beton“ 1913.

Im Märzheft dieser Zeitschrift berechnet Herr Dipl.-Ing. Assam die inneren Kräfte, die in einem rechteckigen geschlossenen Rahmen infolge seitlichen Flüssigkeitsdrucks entstehen. In dieser Arbeit finde ich für die in den Querriegeln wirkende Normalkraft  $X$  zwei Ausdrücke, die je nachdem  $h > \frac{1}{2}$  gelten sollen. Dieses Ergebnis beruht auf einem Irrtum, was schon von vornherein ohne nähere Prüfung des Rechnungsganges gesagt werden kann. Die von Herrn Assam berechnete Formel (20) ist richtig und gilt allein für alle Höhen der Flüssigkeit im Behälter. Die Formel (21) ist hingegen falsch und ist zu streichen.

Der Fehler ist leicht aufzudecken: Er liegt in der Berechnung von  $\int M y d s$ . Der zweite Summand im entsprechenden Ausdruck wird nicht

$$\mp F_1 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} (l + h') \right),$$

je nachdem  $h > \frac{1}{2}$  ist und wie Herr Assam annimmt, sondern es ist für  $h > \frac{1}{2}$

$$- F_1 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} (l + h') \right)$$

und für  $h < \frac{1}{2}$

$$+ F_1 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} (l + h) \right)$$

einzusetzen.

Tut man dies, so erhält man beide Male für den zweiten Summanden in  $\int M y d s$  den-

selben Wert, wie es sein muß, und zwar den Ausdruck

$$- F_1 \left( \frac{h}{3} - \frac{1}{6} \right),$$

den man übrigens mit Leichtigkeit direkt anschreibt, ohne Zuflucht nehmen zu müssen zu den Gedächtnisformeln (13) und (14) im Aufsatz des Herrn Assam.

Man erhält also, wie schon erwähnt, nur einen einzigen Ausdruck für  $X$ , wie er richtig unter (20) von Herrn Assam angegeben wird.

Der Irrtum hätte sich bei richtiger Erkenntnis der allgemeinen Gültigkeit der analytischen Ansätze vermeiden lassen.

Mit dieser kleinen Richtigstellung werden sonst die von Herrn Assam berechneten Formeln zur ersten Dimensionierung prismatischer Behälter gute Dienste leisten. Man wird dabei meistens von den folgenden für  $h = 1$  ausgewerteten Formeln Gebrauch machen:

$$M_0 = \frac{\gamma l^4}{24 (L + l)},$$

$$X = \frac{\gamma l^3}{60 (3L + l)},$$

$$M_a = \frac{\gamma l^4}{60} \cdot \frac{8L + 31}{(L + l)(3L + l)},$$

$$M_b = \frac{\gamma l^4}{60} \cdot \frac{7L + 21}{(L + l)(3L + l)},$$

$\gamma$  = spezifisches Gewicht der Flüssigkeit.

Im übrigen mache ich darauf aufmerksam, daß bei rechteckigen ein-, zwei- und auch mehrstieligen Rahmenkonstruktionen ein älteres Rechnungsverfahren bedeutend einfacher und vor allem unmittelbarer zum Ziele führt, indem es die Eck- bzw. die Einspannmomente als statisch unbestimmte Größen festlegt.

Für den von Herrn Assam behandelten Fall schreibt man z. B. die beiden Dreimomentengleichungen an:

$$M_b \frac{1}{J_1} + 2 \left( \frac{1}{J_1} + \frac{L}{J_L} \right) M_a + M_a \frac{L}{J_L} = 6 \frac{A}{J_1},$$

$$M_a \frac{1}{J_1} + 2 \left( \frac{1}{J_1} + \frac{L}{J_L} \right) M_b + M_b \frac{L}{J_L} = 6 \frac{B}{J_1},$$

wo einzig die Größen A und B, die bekanntlich die Auflagerdrücke des mit der Momentenfläche belasteten einfachen Balkens 1 bedeuten, einen gewissen Aufwand an Rechenarbeit erfordern.

Durch Addition und Subtraktion beider Gleichungen erhält man

$$M_a + M_b = \frac{2 F_0}{1 + \alpha L} = \frac{W h}{6} \cdot \frac{4l - 3h}{(1 + \alpha L)},$$

$$M_a - M_b = \frac{6(A - B)}{(1 + 3\alpha L)} = \frac{W h (40l^2 - 73hl + 34h^2)}{301(1 + 3\alpha L)},$$

woraus die Eckmomente allgemeiner wie in der Abhandlung von Herrn Assam folgen.

Für  $h = l$  und  $\alpha = \frac{J_1}{J_L} = 1$  erhält man:

$$M_a + M_b = -\frac{\gamma l^4}{12(1 + L)},$$

$$M_a - M_b = -\frac{\gamma l^4}{60(1 + 3L)},$$

und daraus die schon oben angegebenen Werte für die Eckmomente.

Bedeutend einfacher noch liefern die Dreimomentengleichungen die Eckmomente im Falle der gleichförmigen Belastung des oberen Riegels. Man erhält, wie oben, aus ihnen unmittelbar:

$$M_a + M_b = -\frac{p L^2}{12(1 + \alpha \beta)},$$

$$M_a - M_b = -\frac{p L^2}{4(3 + \alpha \beta)},$$

und daraus:

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Betonbaublock. Von Dipl.-Ing. Max Keller. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H., Berlin NW. 21, Dreysestr. 4. Preis M. 3.—.

Ursprünglich von Amerika etwa um 1905 zu uns herübergebracht, fand er erst wenig Anklang; er paßte

$$M_a = + \frac{p L^2}{12} \cdot \frac{\alpha \beta}{(\alpha \beta + 1)(\alpha \beta + 3)},$$

$$M_b = - \frac{p L^2}{12} \cdot \frac{2\alpha \beta + 3}{(\alpha \beta + 1)(\alpha \beta + 3)};$$

$$\alpha = \frac{J_L}{J_1}, \quad \beta = \frac{1}{L}.$$

Für  $\alpha = 1$  gehen diese Werte ebenfalls in die von Herrn Assam angegebenen Formeln über.

Bei unsymmetrischer Belastung der Riegel oder Ständer ergeben sich die Eckmomente aus vier Dreimomentengleichungen.

Der Hinweis auf die aus der Theorie der kontinuierlichen Träger schon längst bekannten Dreimomentengleichungen zur Berechnung rechteckiger Rahmenkonstruktionen scheint um so notwendiger, als man immer wieder Abhandlungen mit Tabellenangaben über diese einfachen Rahmengebilde begegnet, in denen alte Ergebnisse, meist ohne Willen des Verfassers, sich unter neuem Gewande verstecken. So finde ich z. B. im Heft IV 1913 der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ einen Aufsatz von Herrn Ingenieur Franke über den einstielligen rechteckigen Rahmen.

Herr Franke kann sich für seine umfangreiche Rechenarbeit keine Rechte vorbehalten, da seine sämtlichen Ergebnisse in jedem besseren Tabellenwerk über kontinuierliche Träger niedergelegt sein müssen. Führt man nämlich als statisch unbestimmbare Größen das Eckmoment und die eventuellen Einspannmomente ein, so erkennt man, daß die Momentenfläche dieses Rahmens identisch ist mit derjenigen eines kontinuierlichen Trägers mit 2 Öffnungen und beidseitig, einseitig oder gar nicht eingespannten Endquerschnitten. Ist dies festgestellt, so ist es für den Grad der Schwierigkeit der Berechnung ziemlich gleichgültig, ob Riegel oder Ständer belastet sind. Dieselben Bemerkungen gelten für den zwei-stielligen rechteckigen Rahmen.

Damit ist gleichzeitig die graphische Behandlung der erwählten Rahmenkonstruktionen rücksichtlich ihrer Biegebeanspruchung gegeben, z. B. nach dem Vorbild von W. Ritter durch Einführung der Fixpunkte und der Kreuzlinien.

Genf, im März 1913.

Peter Pasternak.

wohl für die ausgedehnten, dünn bevölkerten Gebiete Nordamerikas, nicht aber für unsere deutschen Verhältnisse, wo gute Ziegel fast überall in der Nähe preiswert zu haben sind. Das soben im Verlage der Tonindustrie-Zeitung erschienene Werk von Dipl.-Ing. Keller stellt eine gute Zusammenstellung der Beton-Hohlblockbauweise dar. Es führt die Entwicklung der Hohlblockbauweise von ihren ersten Anfängen bis zur Gegenwart vor, zeigt die

Konstruktionen und Anwendung der gebräuchlichen Hohlblockmaschinen, lehrt, wie man die Rohstoffe und die fertigen Erzeugnisse zu bewerten und zu behandeln hat, und leitet an, wie man Bauten ausführt. Dazu kommen Angaben über Mischungsverhältnisse, Kosten, Auführen der Wände, Festigkeit, Prüfungszeugnisse; praktische Bauausführungen werden beschrieben und Entwürfe für Bauten gegeben. Neben dem amerikanischen und deutschen ist auch der österreichische, russische Beton-Hohlblockbau und der anderer Länder beschrieben. Das Werk ist mit gegen 100 Bildern ausgestattet. Es ist eine Baukunde und Konstruktionslehre des Betonhohlblocks, die jedem Baufachmann und sonstigen Bauinteressenten zur Anschaffung empfohlen werden kann.

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

### Patent-Anmeldungen.

84c. II. 57 182. Eisenbetonaufsatz für Holzpfähle. Michael Heimbach, Hard b. Bregenz; Vertr.: Henry E. Schmidt, Dr. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 11. 13. 3. 12.

37a. 544 151. Eisenbetondecke. Heinrich Ketzner, Sterkrade. 9. 1. 13. K. 56 336.

84a. 543 738. Eisenbetonplatte zum Abdecken von Uferböschungen. A. Denker, Sonderburg. 17. 12. 12. D. 24 018.

37a. H. 52 894. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken auf einer abnehmbaren Schalung. Josef Hoeveler, Willich b. Crefeld. 2. 1. 11.

84c. J. 14 285. Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen, Betonschächten usw. mit Verbreiterungen an Ort und Stelle. Ingenieur- und Verwertungsbureau für das schweizerische Considère Patent, Otto Wilhelm, Luzern (Maihof) und Internationale Siegwaltbalken-Gesellschaft, Luzern, Schweiz; Vertr.: Pat.-Anwälte F. A. Hoppen, Berlin SW. 68, und Dipl.-Ing. F. Gutknecht, Dortmund. 16. 1. 12.

37b. E. 18 013. T-förmiges Betonbewehrungsseisen. Fritz Ebener, Düsseldorf, Schulstr. 1. 25. 4. 12.

37e. W. 37 765. Schalung für Betonbauten, bestehend aus durch Sprossen verbundenen Pfosten nebst Gewindesteifungen zum Halten und Anspannen der Schalbreiter. F. August Walther, Leipzig, Plauenscherplatz 1. 26. 7. 11.

### Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37a. 543 634. Wetterfestes und feuersicheres Dach aus Beton mit Drahtnetz-, Papp- und halbröhrenförmiger Zinkeinlage. Hermann Gerth, Herten i. W. 13. 2. 13. G. 32 583.

37b. 545 547. Hohlter, oben offener Formstein für leichte Eisenbetondecken. Carl Schneider, Pforzheim i. B. 27. 2. 13. Sch. 47 351.

37b. 545 500. Strebepfosten aus nagelbarem Eisenbeton. Steinindustrie Dossenheim, Baden, G. m. b. H. Dossenheim. 11. 2. 13. St. 17 378.

37b. 548 515. Eisengerippe für Eisenbetonsäulen u. dgl. A. Wagenbach, Elberfeld, Karlstr. 54. 29. 11. 11. W. 35 301.

37b. 548 353. Aus Eisenbeton gefertigter T-Träger zur Herstellung von Eisenbetonbalkendecken. Leopold Sußmann, Stettin, Friedenstr. 3. 8. 12. 11. S. 26 262.

37d. 542 112. Tür mit Eisenbeton-Türrahmen. Eduard Burbach, Krombach, Kr. Siegen. 30. 1. 13. B. 61 956.

37b. 543 219. Pfosten aus Beton o. dgl. mit eingelassenen Ankern. Hermann Gnatzmann, Mühbrook b. Bordesholm, Holst. 9. 11. 12. G. 31 842.

37b. 543 220. Pfosten aus Beton o. dgl. mit eingelassenen Ankern. Hermann Gnatzmann, Mühbrook b. Bordesholm, Holst. 9. 11. 12. G. 32 057.

37b. 543 221. Pfosten aus Beton o. dgl. mit eingelassenen Ankern. Hermann Gnatzmann, Mühbrook b. Bordesholm, Holst. 9. 11. 12. G. 32 559.

37b. 543 222. Pfosten aus Beton o. dgl. mit eingelassenen Ankern. Hermann Gnatzmann, Mühbrook b. Bordesholm, Holst. 9. 11. 12. G. 32 560.

37a. 542 869. Aus Betonplatten mit hervorstehenden, keilförmigen Rippen hergestellte Wand. Gustav Böhm, Mülheim a. Ruhr, Oststr. 5. 2. 10. 12. B. 59 685.

37b. 543 268. Betoneisen. Wilhelm Adrian, Berlin-Halensee, Paulsbornerstr. 7. 11. 2. 13. A. 20 000.

37e. 543 310. Vorrichtung zur Herstellung von Eisenbeton-Hohl- bzw. Rippendecken mit voll eingeschalteten Kästen. Dipl.-Ing. M. Schwerin, Meiningen. 14. 2. 13. Sch. 47 172.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr. Hans Lieske, Das Recht der Bauwelt. Verlag von Otto Spamer, Leipzig 1913. Geb. M. 4,50.

R. Burgemeister, Das neue Zivilprozeßverfahren vor dem Amtsgericht. L. Schwarz & Co. Gesetzverlag Berlin S., Dresdener Str. 80. Preis M. 1,10.

Ing. E. Freytag, Die Laufbahn des Ingenieurs. Zweite Auflage. Verlagsbuchhandlung Dr. Max Jänecke, Leipzig, Hospitalstr. 10.

Fritz Ritter, Entwicklungen und Bestrebungen in der deutschen Portlandzementindustrie. Preis M. 6,50, geb. M. 7,50. Verlagsbuchhandlung Franz Siemenroth, Berlin SW. 11, Hafenplatz 9.

Dr.-Ing. R. Saliger, Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrung. Mit 25 Tabellen und 139 Abbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9. 1913. Preis M. 5,—.

Dr. Paul Tafel, Dipl.-Ing., Die Nordamerikanischen Trusts und ihre Wirkungen auf den Fortschritt der Technik. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1913. Preis geh. M. 2,—, geb. M. 2,40.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*